

CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO NUMÉRICO DA PONTE DA ARRÁBIDA

CAMILA MOTTA RODRIGUES

Setembro de 2019

CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO NUMÉRICO DA PONTE DA ARRÁBIDA

CAMILA MOTTA RODRIGUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Prof. Dr. Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

Co-Orientador: Prof. Me. Ricardo Manuel Pereira Santos

Co-Orientador: Me. Jorge Aníbal de Andrade Leite

Co-Orientador: Prof. Dr. Alfonso Pappalardo Junior (Universidade Presbiteriana Mackenzie - Brasil)

Porto

SETEMBRO DE 2019

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvii
Abreviaturas	xix
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Calibração de modelos numéricos com base em ensaios dinâmicos	9
CAPÍTULO 3 Ensaios Dinâmicos da Ponte da Arrábida	25
CAPÍTULO 4 Modelo Numérico da Ponte da Arrábida.....	31
CAPÍTULO 5 Calibração do Modelo Numérico da Ponte da Arrábida	47
CAPÍTULO 6 Considerações Finais.....	63
Referências Bibliográficas	69
Anexo I.....	71

RESUMO

Esta dissertação apresenta a calibração de um modelo numérico da Ponte da Arrábida com base em técnicas de otimização baseadas em algoritmos genéticos. A Ponte da Arrábida é uma das seis pontes sobre o Rio Douro que ligam as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia. A obra realizada no período de 1956 e 1963 é considerada um patrimônio nacional em Portugal, sendo que na data de sua inauguração possuía o maior arco em concreto armado do mundo. O modelo numérico da ponte foi elaborado com recurso ao programa comercial de elementos finitos Autodesk ROBOT. Os ensaios dinâmicos de vibração ambiental apresentados foram realizados no arco da ponte em 2018. Estes ensaios foram realizados com recurso a sismógrafos que possibilitaram a identificação dos principais parâmetros modais da estrutura por meio da aplicação do Método de Decomposição modal no Domínio da Frequência. Os resultados da calibração experimental do modelo demonstraram uma boa aproximação com os resultados experimentais e uma melhoria significativa face aos resultados do modelo numérico antes da calibração.

Palavras-chave: Ponte da Arrábida, modelo numérico, elementos finitos, ensaios dinâmicos, parâmetros modais, algoritmo genético, calibração.

ABSTRACT

This dissertation presents the calibration of a numerical model of the Arrabida Bridge based on optimization techniques of genetic algorithm. The Arrábida Bridge is one of the six bridges on the Douro River that connect the cities of Porto and Vila Nova de Gaia. The construction lasted from 1956 to 1963 and is considered a national patrimony in Portugal, and at the time of its inauguration it had the largest arch in reinforced concrete of the world. The numerical model of the bridge was elaborated using Autodesk ROBOT, a commercial program which uses the finite element method on the structure elaboration. Dynamic tests were performed on the bridge arch on 2018. These tests were carried out through seismographers that enabled the identification of the main modal parameters of the structure through the application of the method of decomposition in the frequency domain. The experimental model calibration results demonstrated a good agreement with the experimental results and a significant improvement over the numerical model results before calibration.

Keywords: Arrábida Bridge, numerical modeling, finite elements, dynamic tests, modal parameters, genetic algorithm, calibration.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Celso Rodrigues e Celsí Rodrigues, por todas as oportunidades que me propiciaram viver em todo o percurso desta caminhada.

À minha família, em especial aos meus avôs Celso Rodrigues e Sebastião Motta, pelos exemplos de vida e dedicação que me foram dados durante todo meu percurso até aqui.

Ao meu orientador, Diogo Ribeiro do curso de mestrado no Ramo de Estruturas do Instituto Superior de Engenharia Civil, por ter sido persistente, com diretrizes seguras, constante acompanhamento e incentivo, ao me auxiliar no decorrer desse projeto.

Ao meu co-orientador, Ricardo Santos do Instituto Superior de Engenharia do Porto, por toda a informação fornecida relativa à Ponte da Arrábida e pela ajuda quanto ao entendimento de como foram realizadas as campanhas experimentais

Ao meu co-orientador, Alfonso Pappalardo Jr. do curso de Engenharia Civil da Universidade Presbiteriana Mackenzie, agradeço pelas aulas e pelo auxílio no entendimento do método dos elementos finitos.

Ao meu co-orientador Jorge Leite do Instituto Superior de Engenharia do Porto, por toda a ajuda fornecida no entendimento e aplicação das técnicas de otimização do modelo numérico.

Aos meus colegas do Instituto de Superior de Engenharia do Porto, pela forma amigável e simpática como me acolheram;

Às minhas colegas da Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie Denise Arantes, Hariza Rodrigues e Raquel Soares, pela companhia e compreensão no decorrer do curso de engenharia;

Aos meus colegas do Programa de dupla titulação ISEP/Mackenzie, em especial ao Anderson Kyn e Patrícia Bonilha, pela rede de apoio e incentivo, principalmente no período decorrido no Porto .

ÍNDICE DE TEXTO

1.1	Objetivos	6
1.1.1	Objetivo geral	6
1.1.2	Objetivos específicos	7
1.2	Estrutura do trabalho.....	7
1.1	Análise da ponte São Lourenço	13
1.2	Análise das pontes de Côa e Durrães.....	16
1.3	Análise de uma das arquibancadas do Estádio do Dragão	20
4.1	Geometria	31
4.2	Materiais	35
4.3	Cargas.....	37
4.4	Análise modal.....	38
4.5	Resultados da análise modal	38
4.6	Comparação das frequências experimentais e numéricas	42
5.1	Análise de Sensibilidade e calibração manual	47
5.1.1	Resultados da Análise de sensibilidade do modelo numérico	48
5.2	Otimização	52
5.2.1	Resultados da Otimização do Modelo Numérico	52
6.1	Conclusões	63
6.2	Desenvolvimentos Futuros	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Ponte da Arrábida – Vista geral (Arquivo do Autor).....	1
Figura 1.2 – Arco da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).	2
Figura 1.3 – Contraventamento do arco da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).....	2
Figura 1.4 – Tabuleiro e pilares da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).....	3
Figura 1.5 – Pilares ocos da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).....	4
Figura 1.6 - Configuração da seção transversal do tabuleiro da Ponte da Arrábida, respectivamente, original e atual (Santos, 2019).	5
Figura 2.1 – Exemplo de espectro com os picos gerados pelo métodos EFDD (Ribeiro <i>et al</i> , 2012).	10
Figura 2.2 – Fluxograma do funcionamento de um algoritmo genético (Leite, 2016).	12
Figura 2.3 – Modelo da Ponte São Lourenço (Ribeiro <i>et al</i> , 2012).	13
Figura 2.4 – Modos de vibração obtidos através do modelo numérico (Ribeiro <i>et al</i> , 2012).....	14
Figura 2.5 – Modos de vibração identificados a partir dos ensaios de vibração ambiental	15
Figura 2.6 – Modelo numérico da Ponte de Côa (Ribeiro <i>et al</i> , 2017).	17
Figura 2.7 – Modelo numérico da Ponte de Durrães (Ribeiro <i>et al</i> , 2017).	18
Figura 2.8 – Modelo numérico dos degraus da arquibancada (Leite <i>et al</i> , 2017).....	20
Figura 2.9 – Modos de vibração numérico (Leite <i>et al</i> , 2017).....	21
Figura 2.10 – Modos de vibração identificados por via experimental (Leite <i>et al</i> , 2017).....	22
Figura 3.1 – Sismógrafo <i>GeoSIG</i> , modelo <i>GMS Plus</i> (GeoSIG).....	25
Figura 3.2 – Localização dos 14 pontos de medição (Santos <i>et al</i> , 2019).	26
Figura 3.3 – Posicionamento do sismógrafo no ponto de medição fixo (Santos <i>et al</i> , 2019).....	26
Figura 3.4 – Posicionamento do sismógrafo no ponto de medição móvel 9 (Santos <i>et al</i> , 2019).....	27

Figura 3.5 – Valores singulares médios e normalizados obtidos através do método EFDD (Santos <i>et al</i> , 2019).	28
Figura 3.6 – Parâmetros modais relativos ao Modo 1: $f=0.729$ Hz; $\xi= 0.327$ (Santos <i>et al</i> , 2019).	28
Figura 3.7 – Parâmetros modais relativos ao Modo 2: $f=0.945$ Hz; $\xi= 0.354$ (Santos <i>et al</i> , 2019).	29
Figura 3.8 – Parâmetros modais relativos ao Modo 3: $f=1.116$ Hz; $\xi= 0.161$ (Santos <i>et al</i> , 2019).	29
Figura 3.9 – Parâmetros modais relativos ao Modo 4: $f=1.906$ Hz; $\xi= 0.412$ (Santos <i>et al</i> , 2019).	29
Figura 3.10 – Parâmetros modais relativos ao Modo 5: $f=2.202$ Hz; $\xi= 0.283$ (Santos <i>et al</i> , 2019).	30
Figura 3.11 – Parâmetros modais relativos ao Modo 6: $f=2.956$ Hz; $\xi= 1.160$ (Santos <i>et al</i> , 2019).	30
Figura 3.12 – Parâmetros modais relativos ao Modo 7: $f=3.550$ Hz; $\xi= 2.264$ (Santos <i>et al</i> , 2019).	30
Figura 4.1 – Eixos dos Pilares (MOP-JAE, 1963).	31
Figura 4.2 – Barras rígidas ligando os pilares e o arco de concreto (Arquivo do Autor).	32
Figura 4.3 – Região central, onde as longarinas tem aberturas ao longo de seu eixo (Arquivo do Autor).	33
Figura 4.4 – Longarina no trecho central do tabuleiro (Arquivo do Autor).	33
Figura 4.5 – Projeto da longarina no trecho central do tabuleiro (MOP-JAE, 1963).	33
Figura 4.6 – Longarina no modelo do trecho central do tabuleiro (Arquivo do Autor).	33
Figura 4.7 – Eixo dos pilares vazados e seção caixão (Arquivo do Autor).	34
Figura 4.8 – Modelo numérico da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).	35
Figura 4.9 – Parâmetros modais relativos ao Modo 1: $f=0.63$ Hz (Arquivo do Autor).	39
Figura 4.10 – Parâmetros modais relativos ao Modo 2: $f=0.83$ Hz (Arquivo do Autor).	40
Figura 4.11 – Parâmetros modais relativos ao Modo 3: $f=0.96$ Hz (Arquivo do Autor).	40
Figura 4.12 – Parâmetros modais relativos ao Modo 6: $f=1.76$ Hz (Arquivo do Autor).	40
Figura 4.13 – Parâmetros modais relativos ao Modo 8: $f=2.15$ Hz (Arquivo do Autor).	41
Figura 4.14– Parâmetros modais relativos ao Modo 11: $f = 2.90$ Hz (Arquivo do Autor).	41
Figura 4.15 – Parâmetros modais relativos ao Modo 16: $f = 3.66$ Hz (Arquivo do Autor).	41
Figura 4.16 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 1 no modelo numérico e do Modo 1 no EVA (Arquivo do Autor).	42
Figura 4.17 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 2 no modelo numérico e do Modo 2 no EVA (Arquivo do Autor).	42

Figura 4.18 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 3 no modelo numérico e do Modo 3 no EVA (Arquivo do Autor).....	43
Figura 4.19 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 6 no modelo numérico e do Modo 4 no EVA (Arquivo do Autor).....	43
Figura 4.20 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 8 no modelo numérico e do Modo 5 no EVA (Arquivo do Autor).....	43
Figura 4.21 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 11 no modelo numérico e Modo 6 no EVA (Arquivo do Autor).....	44
Figura 4.22 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 16 no modelo numérico e Modo 7 no EVA (Arquivo do Autor).....	44
Figura 5.1 – Função objetivo ao longo das gerações do processo de otimização GA1 (Arquivo do Autor).	53
Figura 5.2 – Função objetivo ao longo das gerações do processo de otimização GA2 (Arquivo do Autor).	54
Figura 5.3 – Função objetivo ao longo das gerações do processo de otimização GA3 (Arquivo do Autor).	54
Figura 5.4 – Função objetivo ao longo das gerações do processo de otimização GA4 (Arquivo do Autor).	55
Figura 5.5 – Gráfico com os valores da função objetivo e resíduos das frequências e parâmetros MAC .	56
Figura 5.6 – Variação dos parâmetros ao longo dos processos de otimização.....	56
Figura 5.7 – Variação do parâmetro MAC (Arquivo do Autor).....	58
Figura 5.8 – Razão entre as frequências numéricas e as frequências experimentais.....	58
Figura 5.9 – Desvio das frequências de vibração numéricas obtidas, em relação ao valor das frequências de vibração experimentais, para os casos de otimização GA1 a GA4.....	59
Figura 5.10 - Valores das frequências de vibração experimentais e numéricas, antes e depois da calibração (Arquivo do Autor).....	60
Figura 5.11 – Valores do parâmetro MAC, antes e depois da calibração numérica (Arquivo do Autor)...	60
Figura 5.12 – Desvio das frequências de vibração numéricas antes e depois da calibração, em relação ao valor das frequências experimentais (Arquivo do Autor).	61

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação entre os modos de vibração identificados através do modelo numérico e dos ensaios de vibração ambiental da Ponte de São Lourenço (Adaptado: Ribeiro <i>et al</i> , 2012).	16
Tabela 2.2 – Comparação entre os modos de vibração identificados através do modelo numérico e do EVA da Ponte de Côa (Adaptado: Ribeiro <i>et al</i> , 2017).	19
Tabela 2.3 – Comparação entre os modos de vibração identificados através do modelo numérico e do EVA da Ponte de Durrães. (Adaptado: Ribeiro <i>et al</i> , 2017).	19
Tabela 2.4 – Comparação entre os modos de vibração identificados através do modelo numérico e do EVA realizado na arquibancada do Estádio do Dragão (Adaptado: Leite <i>et al</i> , 2017).	22
Tabela 4.1 – Propriedades do material C 40/50 (Arquivo do Autor).	35
Tabela 4.2 - Propriedades do material C40/50 para 20.440 dias (Arquivo do Autor).	36
Tabela 4.3 - Propriedades do material do Tabuleiro para 20.440 dias (Arquivo do Autor).	37
Tabela 4.4 - Propriedades do material do Arco para 20.440 dias (Arquivo do Autor).	37
Tabela 4.5 – Valores nominais de peso volumétrico de pavimentos de ponte rodoviárias	38
Tabela 4.6 – Resultados da análise modal (Arquivo do Autor).	39
Tabela 4.7 – Comparação entre os modos de vibração identificados no modelo numérico e no EVA (Arquivo do Autor).	45
Tabela 5.1 – Variação aplicada ao valores do módulo de elasticidade e peso específico (Arquivo do Autor).	48
Tabela 5.2 – Valores obtidos dos materiais ao aplicar as percentagens para variação das amostras (Arquivo do Autor).	49
Tabela 5.3 – Variação em percentagem das diferenças obtidas em cada caso durante a análise de sensibilidade (Arquivo do Autor).	49
Tabela 5.4 – Frequências obtidas após o teste 14 que apresentou os melhores resultados preliminares (Arquivo do Autor).	50

Tabela 5.5 – Parâmetro MAC obtido nas três direções do teste 14 (Arquivo do Autor).	51
Tabela 5.6 – Valores do parâmetro MAC do teste 14 (Arquivo do Autor).	51
Tabela 5.7 – Limites adotados para iniciar o processo de otimização (Arquivo do Autor).	53
Tabela 5.8 – Valores ótimos e geração em que foram obtidos de cada processo iterativo	55
Tabela 5.9 – Valores ótimos dos parâmetros encontrados em GA1(Arquivo do Autor).	57
Tabela 5.10 – Variação das frequências antes e depois da calibração comparadas com as frequências experimentais (em Hz) (Arquivo do Autor).	62

ABREVIATURAS

A1	Autoestrada do Norte
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
API	<i>Application Programming Interface</i>
β_{cc}	Coeficiente que depende da idade do concreto.
ξ	Coeficiente de Amortecimento
CSOP	Conselho Superior de Obras Públicas
EC	Eurocódigo
Ecm	Módulo de elasticidade
EFDD	Decomposição no Domínio da Frequência Melhorado
EVA	Ensaio de Vibração Ambiental
fcm	Resistência média do concreto
GA	Algoritmo Genético
MAC	<i>Modal Assurance Criterion</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MN	Monumento Nacional
NBR	Norma Brasileira
PSD	Densidade Espectral de Potência
SDOF	Sistema com um Grau de Liberdade Unitário
SVD	Decomposição de Valores Singulares
t	Tempo em dias
VBA	<i>Visual Basic Application</i>

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A Ponte da Arrábida, apresentada na Figura 1.1, foi a segunda ponte a ser construída de entre as seis pontes sobre o Rio Douro que ligam as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia. Projetada pelo Engenheiro Edgar Cardoso, a obra foi aprovada pelo Conselho Superior de Obras Públicas (CSOP) em Março de 1955, porém sua construção somente viria a ser iniciada em 25 de Outubro de 1956.



Figura 1.1 – Ponte da Arrábida – Vista geral (Arquivo do Autor).

Entre as pontes do Porto que cruzam o Rio Douro, a Ponte da Arrábida é a mais próxima do Oceano Atlântico.

O motivo da construção da ponte era a promoção de uma nova ligação rodoviária entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia devido ao grande crescimento econômico registrado à época, que resultou no aumento de tráfego entre elas. Quando a obra foi inaugurada em 22 de Junho de 1963, a ponte possuía

o arco em concreto armado com o maior vão do mundo executado até então de 270m, superando a Ponte Sandö na Suécia (construída em 1943) que possui um vão de 264m.

Os arcos em concreto armado, ilustrados na Figura 1.2 e na Figura 1.3, possuem uma flecha de 52m e corda de 270m. Os dois arcos que formam a abóboda são ocos e estão unidos por treliças em concreto armado. Essas condições geram, respectivamente, uma redução no peso próprio e maior estabilidade nos arcos.



Figura 1.2 – Arco da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).

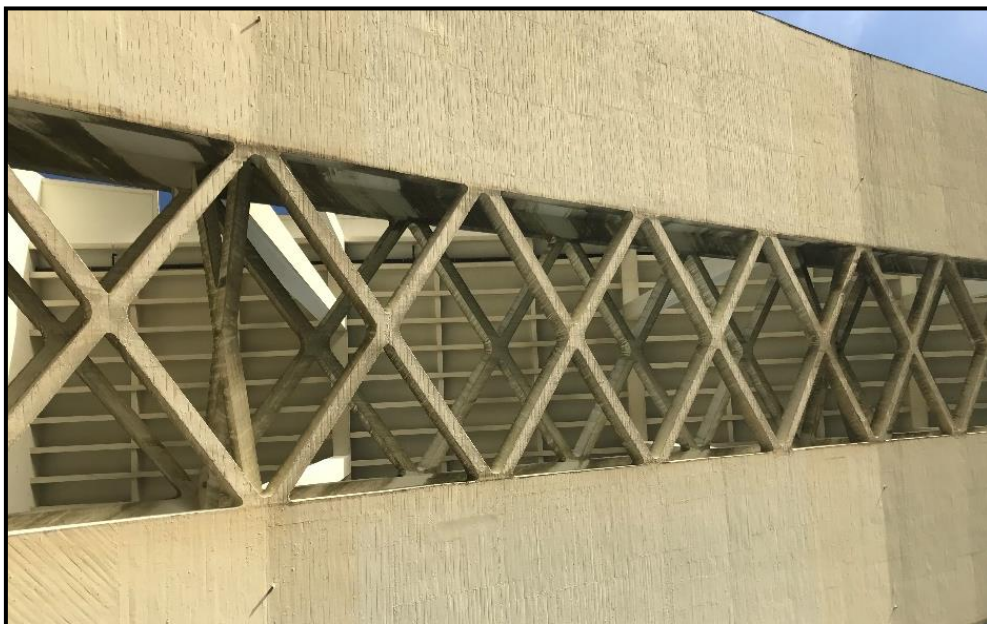


Figura 1.3 – Contraventamento do arco da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).

Segundo Pinto (2011), o tabuleiro tem comprimento de 493,2m com largura de 27m. A ponte, de encontro a encontro, tem uma extensão total de cerca de 615m. O tabuleiro está suportado por vigas que por sua vez se apoiam em 40 pilares ancorados no arcos como exibido na Figura 1.4.

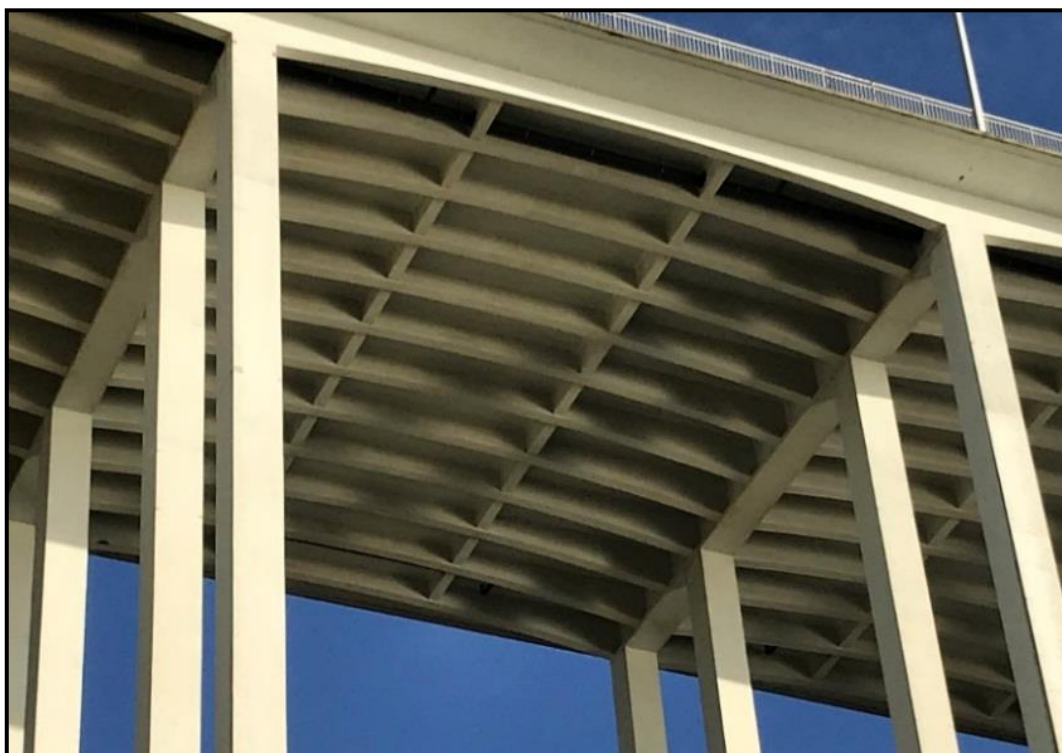


Figura 1.4 – Tabuleiro e pilares da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).

Existem ainda quatro pilares vazados localizados nas extremidades da ponte, de dimensões maiores que os demais pilares, que abrigavam os elevadores de acesso ao tabuleiro da ponte, conforme a Figura 1.5.



Figura 1.5 – Pilares ocos da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).

As pontes rodoviárias são parte importante da infraestrutura de uma autoestrada. Segundo Cunha *et. al.* (2003), as pontes devem ter um nível de segurança adequado, pois atingir o colapso significa causar grandes transtornos e prejuízos a população, colocando vidas em risco e impedindo o desenvolvimento socioeconômico da região.

A Ponte da Arrábida é a mais importante ligação do Porto à cidade de Vila Nova de Gaia, sendo essencial a garantia de sua segurança pelos motivos citados acima. Além disso, a Arrábida possui uma grande importância cultural para a cidade, uma vez que em julho do ano de 2010 foi aberta uma proposta para que a ponte fosse classificada como Monumento Nacional (MN) português. Atualmente, ela é classificada e protegida como MN.

A Ponte foi construída com duas pistas com duas faixas de tráfego independentes, duas pistas para ciclistas, dois passeios para pedestres e um separador central, conforme mostra a Figura 1.6.

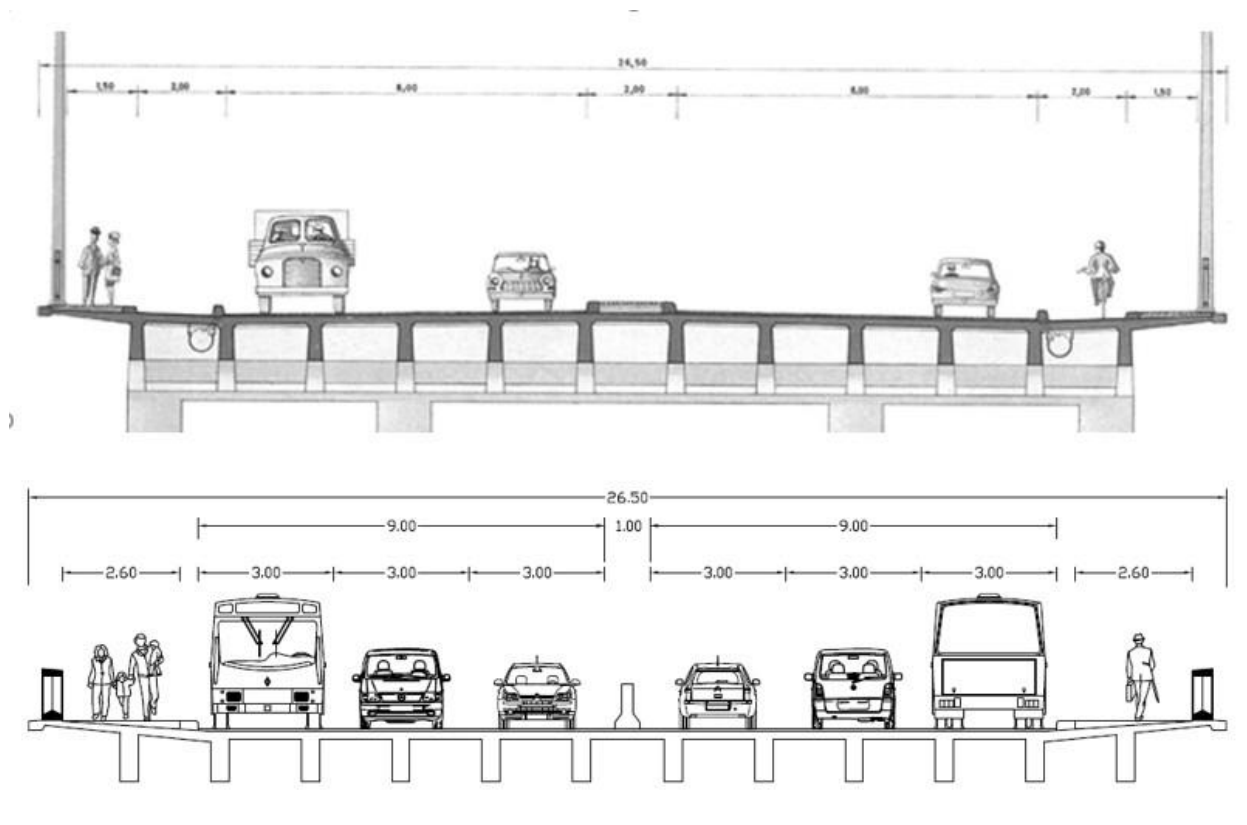


Figura 1.6 - Configuração da seção transversal do tabuleiro da Ponte da Arrábida, respectivamente, original e atual (Santos, 2019).

Na década de 1990, devido a ampliação de capacidade da Autoestrada do Norte (A1), foi realizado um alargamento do tabuleiro da ponte para acomodação do novo tráfego. As pistas de rolamento que anteriormente eram de duas faixas em cada sentido passaram a possuir três faixas em cada sentido devido ao crescimento do tráfego de acesso ao Porto através da ponte. Para isso houve a necessidade de eliminar as ciclofaixas e reduzir a largura do separador central da pista. Isso acarretou numa grande mudança das características de distribuição das cargas de tráfego da ponte.

Nas pontes rodoviárias, e em particular na Ponte da Arrábida, por conta do tráfego constante de veículos, é necessária a avaliação das vibrações de modo a controlar eventuais fenômenos de amplificação da resposta que sejam:

- potenciais causadores de danos estruturais;
- comprometedores da segurança estrutural;
- causadores de danos de utilização, como a interrupção da circulação de veículos ou de pedestres.

A simplificação da estrutura das pontes a partir de modelos computacionais é uma forma de verificar a segurança da ponte. Além disso, os modelos possibilitam a realização de testes na ponte caso seja necessário a realização de mudanças na sua estrutura, com resultados compatíveis com a realidade.

Segundo Ribeiro *et. al.* (2012), as pontes são estruturas de comportamento complexo onde modelos numéricos podem ser utilizados para a realização de análises dinâmicas. Esses modelos numéricos, entretanto, são gerados a partir de premissas e simplificações que provocam divergências do elemento que se pretende recriar, que podem ser associadas “a uma deficiente discretização, a incertezas associadas às propriedades geométricas e às condições de apoio, à variabilidade das propriedades dos materiais, etc.”

Os Ensaios de Vibração Ambiental (EVA) são utilizados para a obtenção dos valores das frequências naturais necessárias para a calibração do modelo.

A calibração automática dos modelos numéricos, segundo Ribeiro *et. al.* (2017), deve ser realizada de modo ao modelo numérico “demostrar uma boa correlação com os resultados experimentais e, sobretudo uma melhoria significativa face aos modelos numéricos antes da calibração”.

O modelo numérico quando calibrado corretamente pode ser utilizado em elementos estruturais de porte complexo, como as pontes, em casos como a simulação de situações dinâmicas. Na fase de construção da estrutura, os modelos podem ser usados para verificar as condições de segurança estabelecidas no projeto. Quando a estrutura já está sendo utilizada, os modelos numéricos podem ser utilizados, por exemplo, na detecção de anomalias presentes no objeto analisado.

Além disso, em casos de intervenções na estrutura existente, os modelos numéricos calibrados podem servir para testes e simulações de novos cenários sem a interrupção da estrutura.

1.1 OBJETIVOS

Calibrar um modelo numérico da Ponte da Arrábida para a simulação de situações dinâmicas como a ação de tráfego tendo em vista a avaliação da segurança estrutural e do tráfego e o conforto dos passageiros.

1.1.1 Objetivo geral

O principal objetivo do trabalho centra-se na calibração e na validação de resultados do modelo numérico da Ponte da Arrábida que reflita as características atualizadas da estrutura, construída há mais de 50 anos. Essa atualização visa contribuir para o desenvolvimento de futuros trabalhos e intervenções que se desejem fazer na estrutura, quando validado o modelo numérico com base nos dados oriundos dos ensaios experimentais na Ponte da Arrábida.

1.1.2 Objetivos específicos

- Elaborar um modelo numérico da Ponte da Arrábida com recurso a um programa comercial de elementos finitos.
- Realização de ensaios dinâmicos no tabuleiro da ponte, complementares a ensaios anteriormente realizados no arco da ponte.
- Utilizar técnicas de otimização para compatibilizar os resultados do modelo numérico com os resultados experimentais no que toca as frequências naturais e modos de vibração.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em seis seções.

A Seção 1 contempla a Introdução do trabalho, que é composta pelo texto de conceituação e caracterização do tema, objetivos, justificativas e estrutura do trabalho.

A Seção 2 apresenta a revisão de literatura sobre a calibração dos modelos numéricos de pontes com base em ensaios dinâmicos, além de mostrar alguns trabalhos previamente realizados com essa temática.

A Seção 3 compreende os ensaios dinâmicos que foram realizados na Ponte da Arrábida.

A Seção 4 expõe o desenvolvimento do modelo numérico estrutural através do programa computacional de elementos finitos.

A Seção 5 trata da calibração do modelo numérico, sendo dividido em dois subitens essenciais, nomeadamente, a análise de sensibilidade e a otimização.

A Seção 6 relata as conclusões do trabalho e indica algumas recomendações para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

CALIBRAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS COM BASE EM ENSAIOS DINÂMICOS

Os modelos numéricos podem ser desenvolvidos através de programas comerciais baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF é um procedimento numérico para determinar soluções aproximadas dos sistemas de equações que regem os problemas estruturais. Ou seja, o MEF subdivide os sistemas de cálculo em parte menores – os elementos finitos.

Segundo Sarmiento (2010), os métodos numéricos para análise estrutural se desenvolveram durante a década de 60, tendo se iniciado no programa de exploração espacial norte-americano. Em meio a esse contexto de projetos estruturais da aeronáutica, surgiram as primeiras aplicações do MEF.

O desenvolvimento destas metodologias esteve sempre associado aos avanços computacionais. De acordo com Azevedo (2003), o desenvolvimento do MEF coincide com a expansão do uso de computadores nos centros de investigação. Porém somente no final da década de 80 e durante a década de 90, que o método se proliferou entre os projetistas estruturais.

Mirlisenna (2016) menciona que os programas comerciais de simulação computacional estão se modernizando e expandindo sua abrangência por conta da melhoria:

- na escolha dos tipos e geração de malhas de elementos;
- das técnicas de modelagem;
- da forma de apresentação de resultados;
- da facilidade de utilização dos programas.

Atualmente, a aplicação de um programa com base no MEF é fundamental na análise do comportamento dinâmico das estruturas, sendo necessário para a validação e calibração dos modelos a partir de dados obtidos experimentalmente.

As frequências naturais de vibração da estrutura podem ser analisadas e validadas através de EVA que identificam também as configurações modais e os coeficientes de amortecimento. Esses ensaios costumam ser muito práticos e econômicos por serem não destrutivos, ou seja, são ensaio que não danificam, nem exigem a interrupção de uso da estrutura que está sendo ensaiada.

Os EVA são realizados a partir de uma metodologia baseada na análise da vibração de uma estrutura que é provocada pelo meio envolvente, nomeadamente a ações ambientais, como o vento, ou as ações humanas, como o tráfego de pedestres e automóveis. Esses ensaios são muito utilizados por permitirem a obtenção dos parâmetros modais das estruturas sem interferirem no seu funcionamento normal a partir da aplicação de técnicas de identificação modal, como é o caso da versão Melhorada do método de Decomposição no Domínio da Frequência (EFDD).

O método EFDD, segundo De Marco *et al.* (2015), permite a estimativa dos modos de vibração e correspondentes frequências naturais a partir de medições da resposta sob ações ambientais. O método se baseia na técnica de Decomposição de Valores Singulares (SVD) para decompor a matriz das funções de Densidade Espectral de Potência (PSD) das respostas.

Quando a estrutura possui modos pouco amortecidos e suficientemente separados, são gerados espectros, como da Figura 2.1.

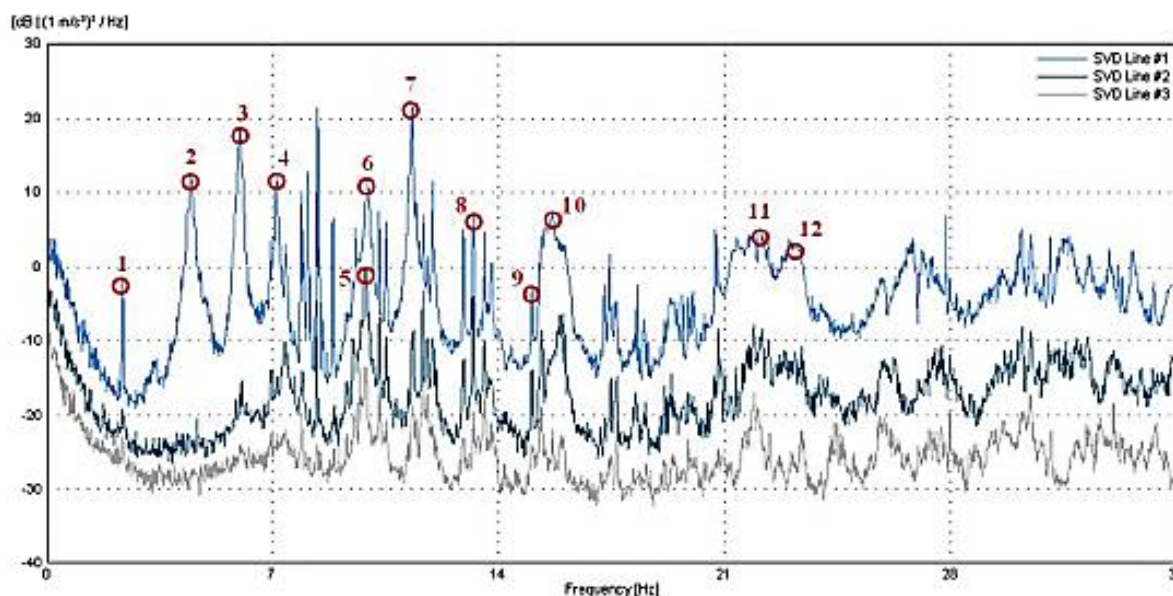


Figura 2.1 – Exemplo de espectro com os picos gerados pelo métodos EFDD (Ribeiro *et al.*, 2012).

A partir do gráfico, que na sua componente vertical tem a amplitude e na horizontal tem frequência, pode-se observar que na direção das amplitudes existem picos. Esses picos permitem a identificação das frequências naturais da estrutura e estão cada um deles associado a um modo de vibração pouco amortecido.

Os parâmetros modais obtidos a partir dos picos destes espectros são a base para a calibração de modelos numéricos de elementos finitos.

Segundo Friswell e Mottershead (1995), a calibração de modelo numérico é um método que consiste na atualização de parâmetros do modelo inicial, visando a redução das diferenças entre os resultados numéricos e experimentais.

O ajuste desses parâmetros inicialmente identificados pode ser realizado de forma manual, com base na sensibilidade do modelador, ou de forma automática, com base em algoritmos matemáticos.

A calibração automática dos modelos numéricos envolve duas etapas: a análise de sensibilidade e a otimização.

Segundo Leite *et al.* (2017), a etapa de análise de sensibilidade busca a identificação dos parâmetros numéricos que mais influenciam as frequências naturais e os modos de vibração dos elementos e podem ser incluídos na fase de otimização. São possíveis dois tipos de análise de sensibilidade: local e global.

A análise de sensibilidade local é realizada a partir da variação isolada de cada parâmetro seguida pelo cálculo da primeira derivada de cada resposta em relação a cada parâmetro. A análise de sensibilidade global por sua vez é realizada a partir da variação simultânea de um conjunto de parâmetros, podendo este ser realizado a partir de amostras geradas aleatoriamente.

A etapa de otimização busca obter os valores dos parâmetros que irão aproximar o modelo numérico computacional dos valores experimentais. A otimização é feita a partir de um processo iterativo onde um algoritmo genético (GA) busca valores ótimos aos parâmetros numéricos previamente identificados, dentro de um intervalo de variáveis, bem definido, até que o critério de parada seja atingido.

Segundo Leite (2016), a função objetivo da otimização é definida pela “diferença entre os parâmetros modais numéricos e experimentais”. Essa diferença é realizada de forma relativa para cada frequência identificada, de modo que o intervalo de variação fique limitado de 0 a 1, e para as configurações modais utilizando no parâmetro MAC como técnica de correlação.

O processo de funcionamento do algoritmo genético pode ser visto no fluxograma apresentado por Leite (2016) reproduzido na Figura 2.2.

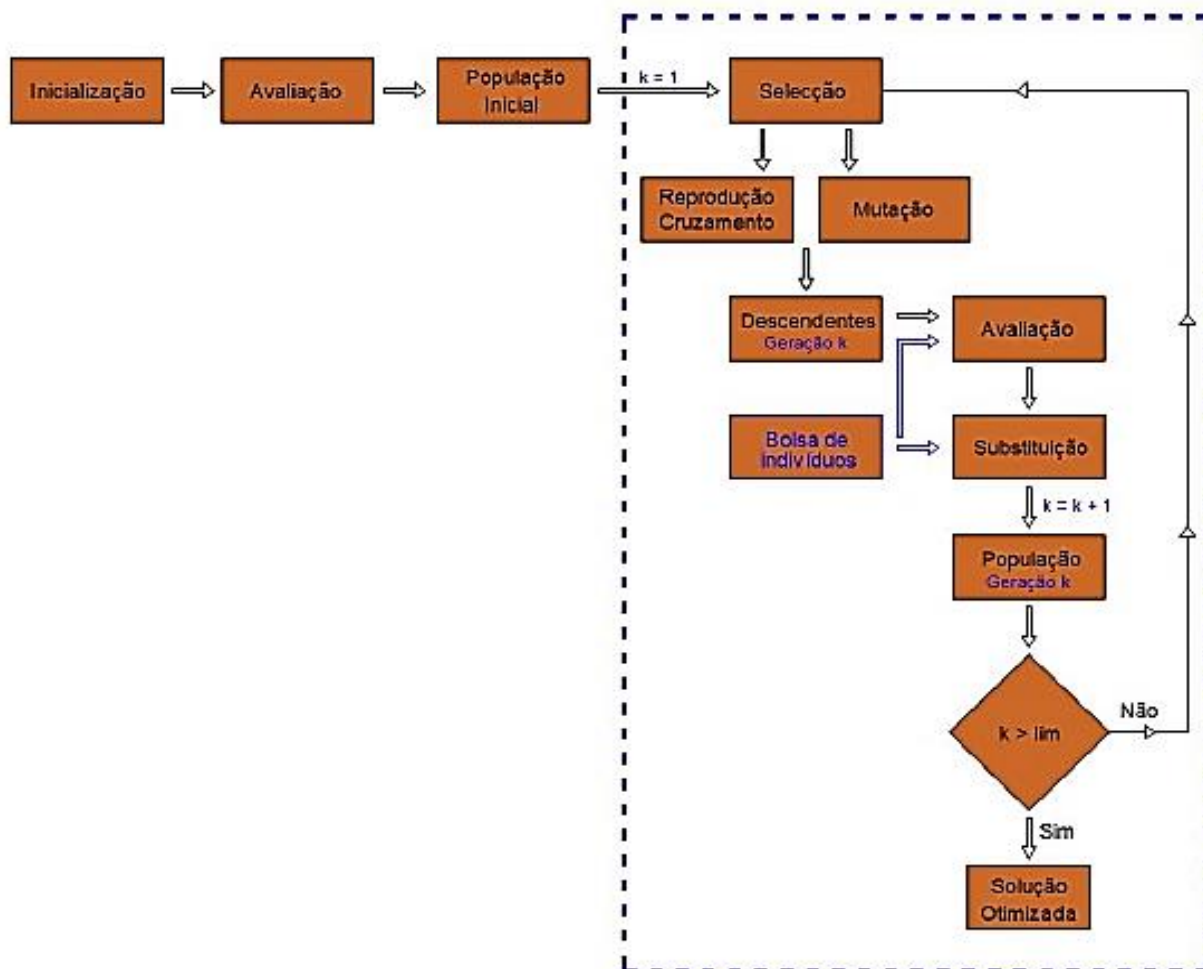


Figura 2.2 – Fluxograma do funcionamento de um algoritmo genético (Leite, 2016).

Esse fluxograma permite perceber que a solução otimizada vem de um processo iniciado por uma população inicial. Cada indivíduo da população inicial é constituído por um conjunto de soluções, ou seja, de parâmetros numéricos. Essa população inicial é gerada de forma aleatória a partir da técnica de amostragem do Hipercubo Latino e fornece possíveis soluções para o cálculo. Uma população inicial deve conter uma quantidade tal de componentes que cubra todo o espaço de variáveis de forma conveniente e ao mesmo tempo não torne o processo de otimização dispendioso. Uma quantidade de soluções é então aprovada a partir dessa população inicial e seguem para a iteração seguinte.

Nessa próxima iteração, são utilizados descendentes provenientes de mutação ou reprodução cruzada da solução anterior. Esse processo gera uma nova população, que vem a produzir novas soluções até que se atinja um número de populações previamente instituído. Ao atingir o limite de cálculos iterativos, encontra-se a solução ótima.

Para o melhor entendimento da metodologia acima citada foram estudadas três dissertações que utilizaram a metodologia de modo semelhante ao que se pretende neste trabalho: “Calibração do modelo numérico da ponte ferroviária de São Lourenço com base em parâmetros modais” (2012), “Calibração

experimental de modelos numéricos de pontes ferroviárias em alvenaria de pedra” (2017) e “Calibração de um modelo numérico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão baseado em algoritmos genéticos” (2017).

1.1 ANÁLISE DA PONTE SÃO LOURENÇO

A primeira dissertação citada apresenta um modelo criado para o estudo de pontes ferroviárias. No caso dessas pontes, que estão sujeitas a cargas móveis muito grandes, as cargas dinâmicas têm significativa importância. A ponte analisada na dissertação foi a de São Lourenço.

A Ponte de São Lourenço localiza-se próximo da cidade de Pombal, no centro de Portugal. Ela possui dois tabuleiros de 42m de extensão e largura de 7,35m, além de um arco que possui 38,4m e corda com uma flecha de 1,8m. A ponte possui características mista de aço e concreto armado.

A modelação numérica da estrutura foi realizada no programa de cálculo ANSYS, *software* onde é possível traduzir as características reais da estrutura através de elementos finitos. Esse modelo está indicado na Figura 2.3, onde é possível perceber a discretização da estrutura em elementos finitos feita pelo programa.

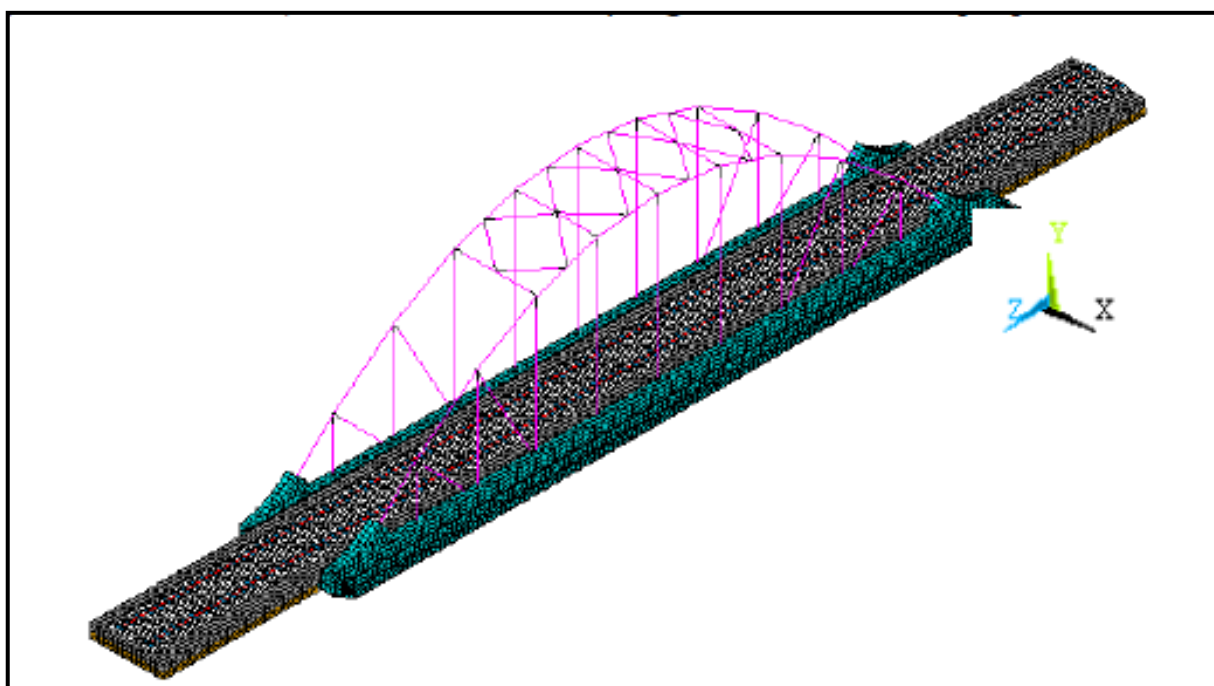


Figura 2.3 – Modelo da Ponte São Lourenço (Ribeiro *et al*, 2012).

A laje do tabuleiro foi simulada por elementos finitos de volume. Os arcos, pendurais e contraventamentos por elementos de viga. Os aparelhos de apoio foram modelados através de elementos

de mola ao nível de seus centros de rotação. Ainda foram modeladas as ligações nas extremidades dos arcos de modo a garantir o engastamento das lajes.

A classificação dos materiais da estrutura foi obtida através da realização de ensaios e resultaram uma tensão resistente do concreto armado de 35 MPa e módulo de elasticidade de 38,7 GPa. Além disso, foi caracterizada a deformabilidade dos aparelhos de apoios, obtendo-se uma rigidez de 3847 MN/m.

Esse modelo numérico gerou as frequências de vibração dos principais modos globais da estrutura e as configurações modais. Na Figura 2.4 são indicados 12 modos que envolvem sobretudo flexão dos arcos, e flexão e torção do tabuleiro.

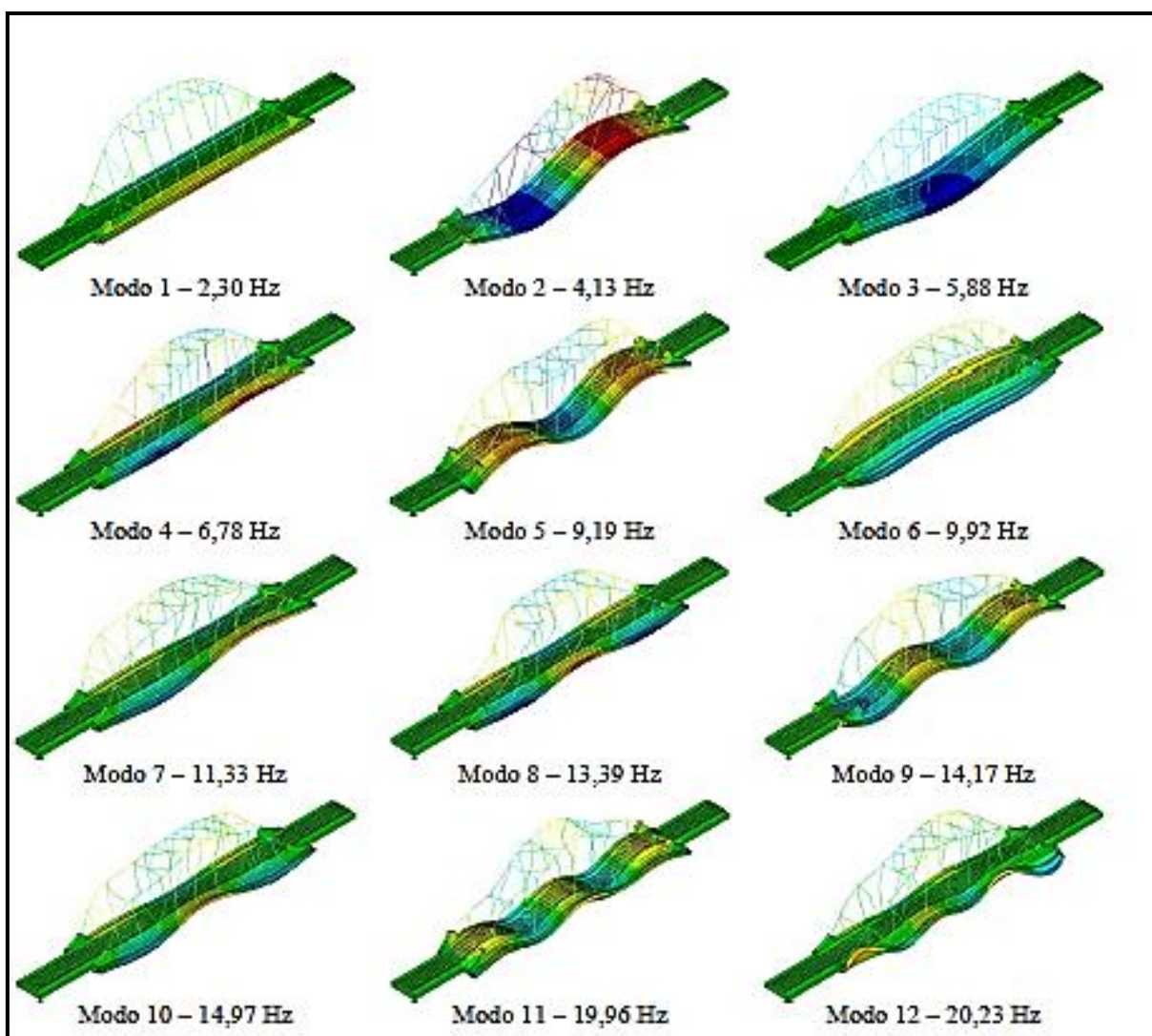


Figura 2.4 – Modos de vibração obtidos através do modelo numérico (Ribeiro *et al*, 2012).

Também foram realizados EVAs para identificação das frequências, dos modos de vibração e dos coeficientes de amortecimento da ponte. Os ensaios recorreram a doze acelerômetros piezoelétricos (PCB modelo 393A03). A instalação de sensores teve restrições ao nível dos arcos de modo a cumprir as condições de segurança à catenária.

Realizaram-se EVAs da ponte em vibração puramente ambiental e em vibração forçada, por intermédio de um grupo de pessoas se movimentando de forma aleatória sobre o tabuleiro da ponte. Através da aplicação de metodologias de identificação modal aos registros de acelerações medidos foram obtidos espectros, através dos quais se identificaram picos correspondentes aos 12 modos de vibração previamente encontrados no modelo numérico, conforme a Figura 2.5.

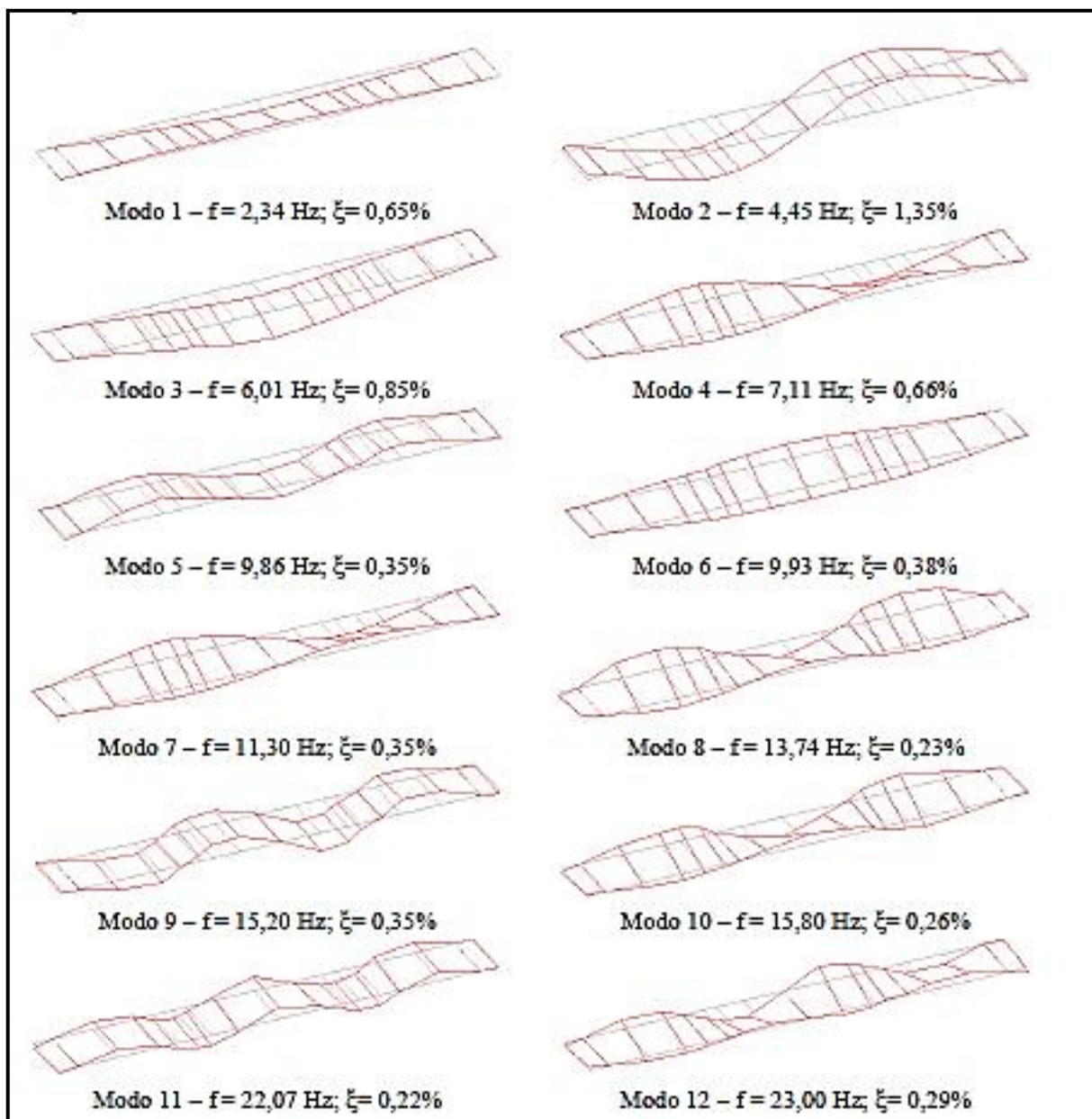


Figura 2.5 – Modos de vibração identificados a partir dos ensaios de vibração ambiental (Ribeiro *et al*, 2012).

Comparando-se os modos de vibração obtidos através do modelo numérico e por meio dos EVAs, foi obtido um erro relativo máximo igual a 14% no modo de vibração 12, e um erro médio entre todos os modos comparados de 5%, como indicado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Comparação entre os modos de vibração identificados através do modelo numérico e dos ensaios de vibração ambiental da Ponte de São Lourenço (Adaptado: Ribeiro *et al*, 2012).

Modo	Modelo	Ensaio	Diferença
1	2,3	2,34	2%
2	4,13	4,45	8%
3	5,88	6,01	2%
4	6,78	7,11	5%
5	9,19	9,86	7%
6	9,92	9,93	0%
7	11,33	11,3	0%
8	13,39	13,74	3%
9	14,17	15,2	7%
10	14,97	15,8	6%
11	19,96	22,07	11%
12	20,23	23	14%

Na tabela, pode se perceber que em alguns modos de vibração, como nos modos 6 e 7, não há diferença entre o modelo e o experimental. Em geral, a diferença entre modos de vibração ficou abaixo dos 10%, com exceção dos casos dos modos 11 e 12 com variações de 11% e 14%, respectivamente.

Procedeu-se depois para a calibração do modelo numérico, onde se deu especial atenção ao correto emparelhamento dos modos de vibração e obtidos por via experimental com os correspondentes gerados através do modelo numérico.

A análise de sensibilidade permitiu a identificação dos parâmetros numéricos que mais influenciaram os valores das frequências, que foram o módulo de elasticidade do concreto e do aço, a densidade do concreto e a rigidez vertical dos apoios.

A segunda parte da calibração foi feita por meio da otimização do modelo com o objetivo de minimizar a diferença entre os parâmetros modais experimentais e numéricos através dos programas MATLAB e OptiSlang, tendo sido obtidos os valores ótimos dos parâmetros numéricos, além de se ter registrado uma diminuição do erro médio para 1,9%.

1.2 ANÁLISE DAS PONTES DE CÔA E DURRÃES

A segunda dissertação analisada trata da calibração de um modelo numérico das pontes em alvenaria de pedra de Côa e Durrães.

A primeira ponte, do Côa, foi construída em meados do século XX com alvenaria de pedra de granito e possui 238m de extensão e 4,8m de largura. Além disso, possui oito arcos e pilares de altura

variáveis. A modelação numérica, indicada na Figura 2.6, desta estrutura também foi realizada no programa de cálculo ANSYS.

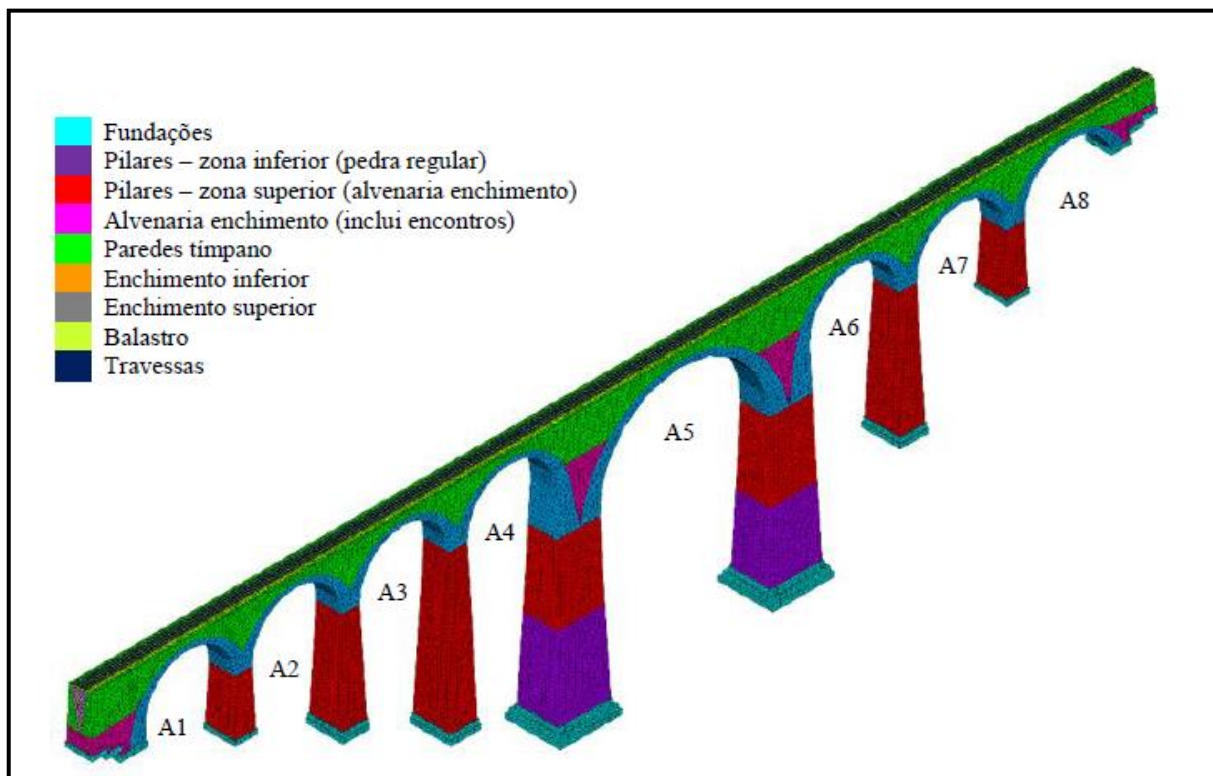


Figura 2.6 – Modelo numérico da Ponte de Côa (Ribeiro *et al*, 2017).

Os elementos que constituem a ponte foram representados por elementos finitos de volume tetraédricos, sendo discretizadas nove zonas diferentes para atribuir propriedades correspondentes aos materiais de cada região. Foi adotado um módulo de elasticidade da alvenaria de 15,3 GPa e densidade de 24,5 kg/m³. Os modos de vibração gerados a partir dos parâmetros iniciais indicaram sobretudo movimentos na direção transversal.

A segunda ponte analisada no trabalho, a Ponte de Durrães, foi construída no final do século XIX, também em alvenaria de pedra de granito. A ponte, localizada na linha ferroviária entre Porto e Valença, possui 178m de extensão e 5,3m de largura. Além disso, possui 16 arcos e 15 pilares de diferentes alturas.

A modelação numérica da estrutura foi realizada no programa de cálculo de elementos finitos tridimensionais ANSYS conforme a Figura 2.7. Os arcos, enchimentos, encontros, fundações, aterros e balastro foram representados por elementos finitos de volume tetraédricos e paralelepípedos. Os carris foram modelados através de elementos de viga.

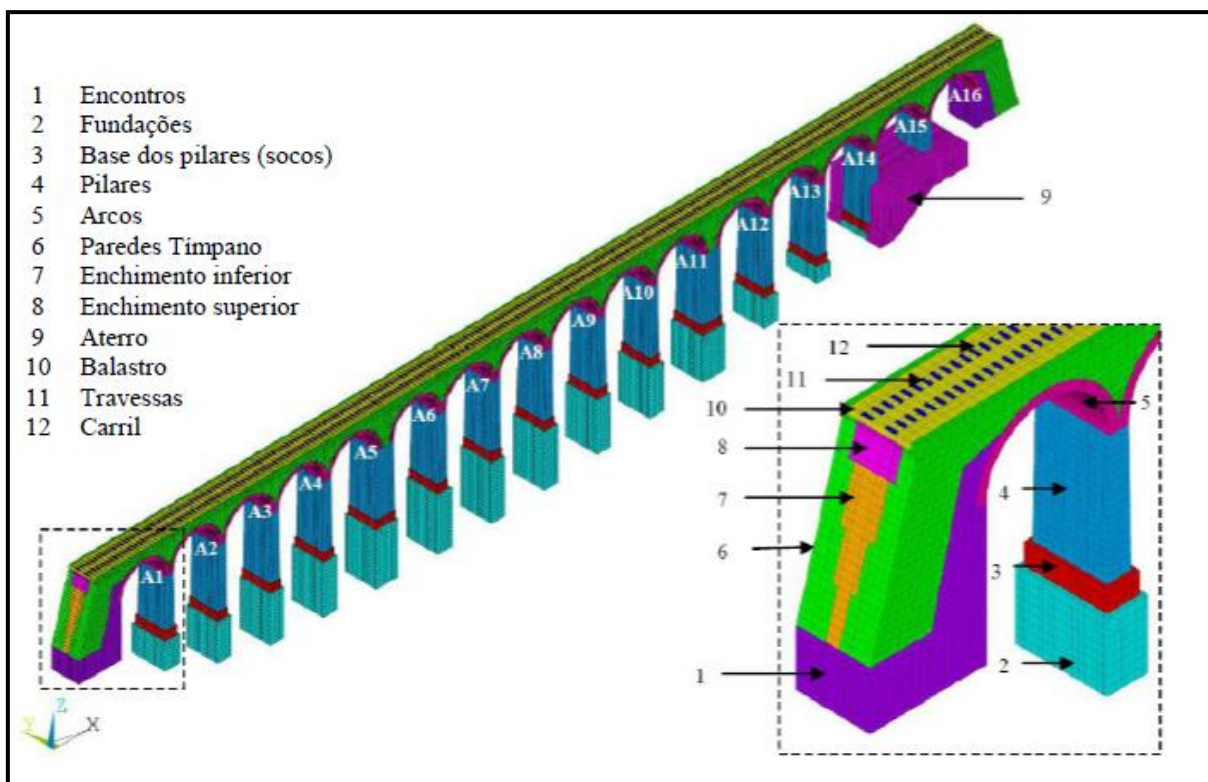


Figura 2.7 – Modelo numérico da Ponte de Durrães (Ribeiro *et al*, 2017).

Na Ponte de Durrães foi adotado um módulo de elasticidade da alvenaria de 10 GPa e densidade de $24,9 \text{ kg/m}^3$. Os modos de vibração gerados a partir desses parâmetros iniciais indicaram sobretudo movimentos nas direções transversal e longitudinal.

Os EVAs, realizados em ambas as pontes, objetivaram a identificação das frequências, modos de vibração e coeficientes de amortecimento. Os ensaios foram feitos com recurso a acelerômetros piezoelétricos (modelo 393B12) para medir as respostas dinâmicas das estruturas.

Para o ensaio da Ponte Côa foram usados 16 acelerômetros, enquanto na Ponte de Durrães foram utilizados 20 acelerômetros. Nas duas pontes foram considerados pontos de referência fixos e móveis e avaliada a resposta nas direções longitudinal e transversal.

Foram identificados a partir dos ensaios, os parâmetros modais por aplicação do método de Decomposição no Domínio da Frequência Melhorado (EFDD). Este método identifica as frequências naturais da estrutura através dos picos do gráfico dos valores singulares médios e normalizados. Na Tabela 2.2 e na Tabela 2.3 estão indicadas as frequências de vibração obtidas através do modelo numérico, através dos EVA e a diferença entre eles.

Tabela 2.2 – Comparação entre os modos de vibração identificados através do modelo numérico e do EVA da Ponte de Côa (Adaptado: Ribeiro *et al*, 2017).

Modo	Modelo	Ensaio	Diferença
1	1,08	1,14	6%
2	1,54	1,56	1%
3	2,13	2,12	0%
4	2,73	2,74	0%
5	3,37	3,39	1%
6	7,02	7,01	0%
7	7,65	7,75	1%

Tabela 2.3 – Comparação entre os modos de vibração identificados através do modelo numérico e do EVA da Ponte de Durrães. (Adaptado: Ribeiro *et al*, 2017).

Modo	Modelo	Ensaio	Diferença
1	1,94	1,85	5%
2	2,25	2,08	8%
3	2,58	2,41	7%
4	2,89	2,5	13%
5	3,14	2,79	11%
6	3,81	3,31	13%
7	4,57	3,83	16%
8	5,12	4,11	20%
9	5,33	4,33	19%

Pode-se perceber através dessas tabelas que na Ponte de Côa as diferenças entre o modelo numérico e os EVA foram pequenas, com um máximo de 6% no primeiro caso. Em contrapartida, na Ponte de Durrães, os modos de vibração do modelo numérico indicavam valores maiores que os modos do EVA, atingindo 20% de diferença entre os casos. Essa diferença gerada pode ter sido por conta das patologias identificadas na inspeção visual da ponte.

Procedeu-se para a calibração do modelo numérico, por meio de um processo de otimização que visou minimizar a diferença entre os parâmetros modais obtidos por via experimental e numérica, usando uma metodologia iterativa que utiliza os programas MATLAB e OptiSlang, sendo indicada a melhoria dos parâmetros e a diminuição de erros a partir da otimização. Na Ponte de Durrães em particular, percebeu-se na otimização uma tendência de redução da rigidez dos elementos, que estaria em concordância com as patologias presentes na ponte. Os erros médios das frequências passaram a 0,7% e 4% nas pontes Côa e Durrães, respetivamente, após a otimização.

1.3 ANÁLISE DE UMA DAS ARQUIBANCADAS DO ESTÁDIO DO DRAGÃO

A terceira dissertação avaliada aborda a calibração de um modelo numérico de uma das arquibancadas do Estádio do Dragão. O estádio, que substituiu o Estádio das Antas, tem capacidade de 50.092 espectadores e foi construído no Porto para sediar o Campeonato Europeu de 2004. A arquibancada analisada é formada por um conjunto de pórticos, sobre os quais estão assentados os degraus de arquibancada.

Os degraus são de concreto armado pré-fabricado têm uma nervura de 10cm e patamar de 80cm. A ligação entre os degraus é garantida pela rigidez gerada por conectores metálicos e por meio de apoios de borracha.

A modelação numérica da estrutura foi realizada no programa de cálculo comercial *Autodesk Robot Structural Analysis*, programa onde é possível traduzir as características reais da estrutura através de elementos finitos. O modelo numérico abrangeu 10 degraus consecutivos localizados na arquibancada sul do estádio para análise particular do 14º degrau, considerando sua interligação com os degraus vizinhos, conforme indicado na Figura 2.8.

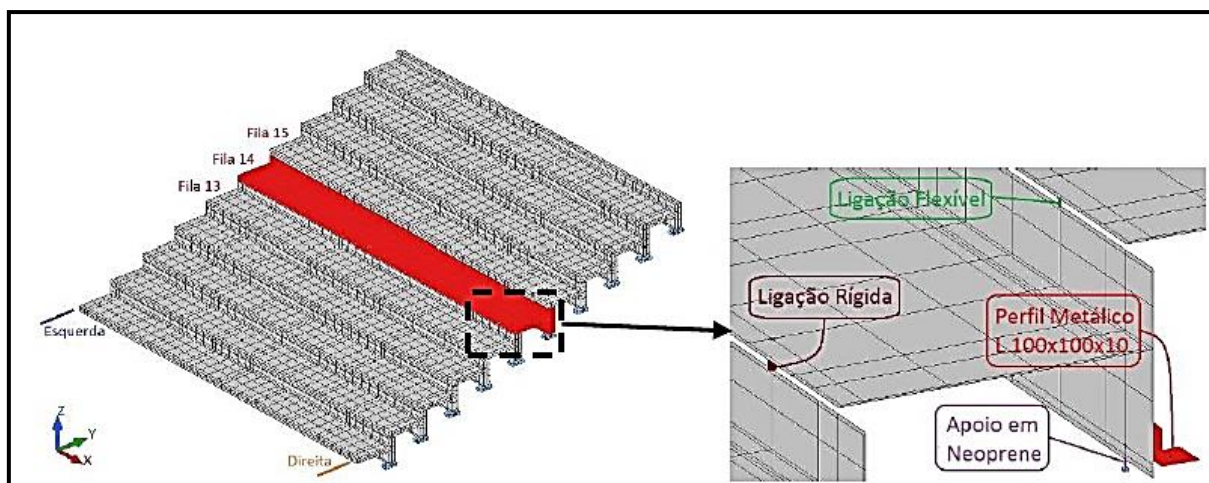


Figura 2.8 – Modelo numérico dos degraus da arquibancada (Leite *et al*, 2017).

Os patamares e nervuras dos degraus foram modelados por meio de elementos de casca. Os conectores metálicos e os apoios elásticos foram modelados através de elementos de barra.

O concreto da bancada foi definido com módulo de elasticidade de 32,2 GPa e peso específico de 25k N/m³. Os modos de vibração gerados a partir desses parâmetros iniciais indicaram movimentos de flexão e de torção nos degraus, conforme a Figura 2.9.

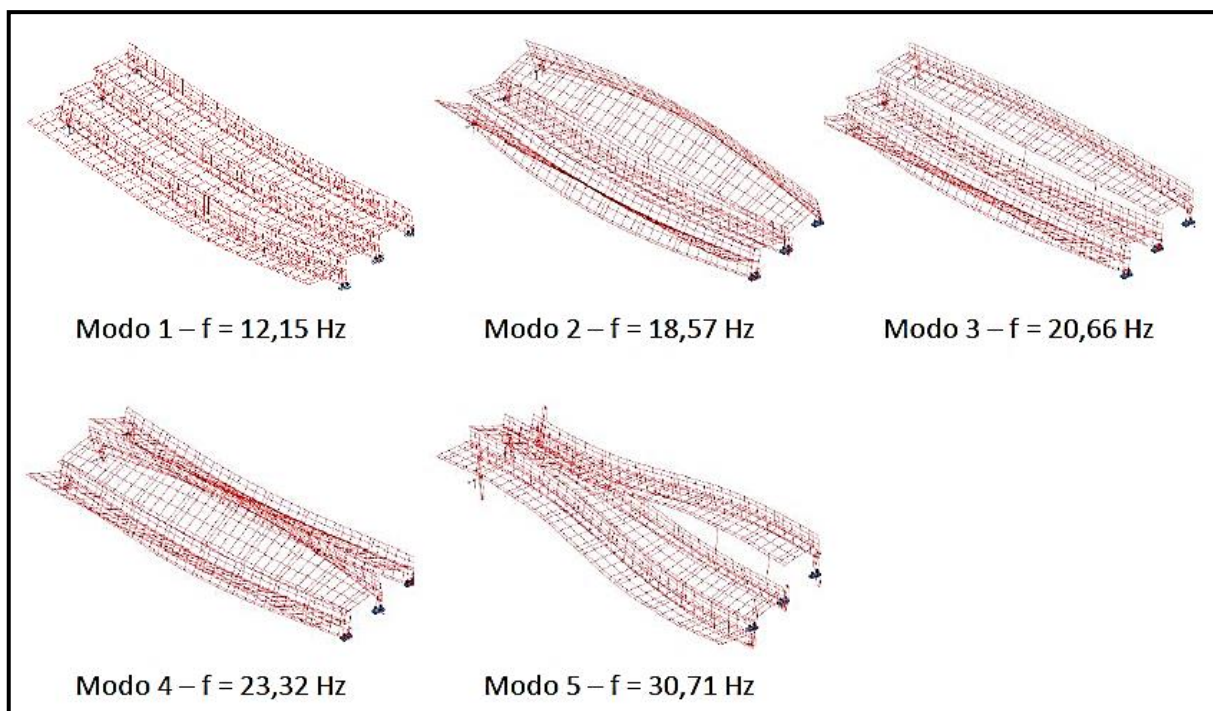


Figura 2.9 – Modos de vibração numérico (Leite *et al*, 2017).

O EVA objetivou a identificação das propriedades modais locais dos degraus da bancada sul, nomeadamente as suas frequências e os modos de vibração. Os ensaios foram realizados com recurso a acelerômetros piezoelétricos (PCB modelo 393B12) para medir as respostas dinâmicas da estrutura.

Foram usados 16 acelerômetros piezoelétricos de elevada sensibilidade considerando pontos de referência fixos e móveis. As acelerações foram medidas nas direções vertical e radial.

Foram identificados a partir dos ensaios, os parâmetros modais por aplicação do método EFDD. Os modos de vibração identificados podem ser observados na Figura 2.10.

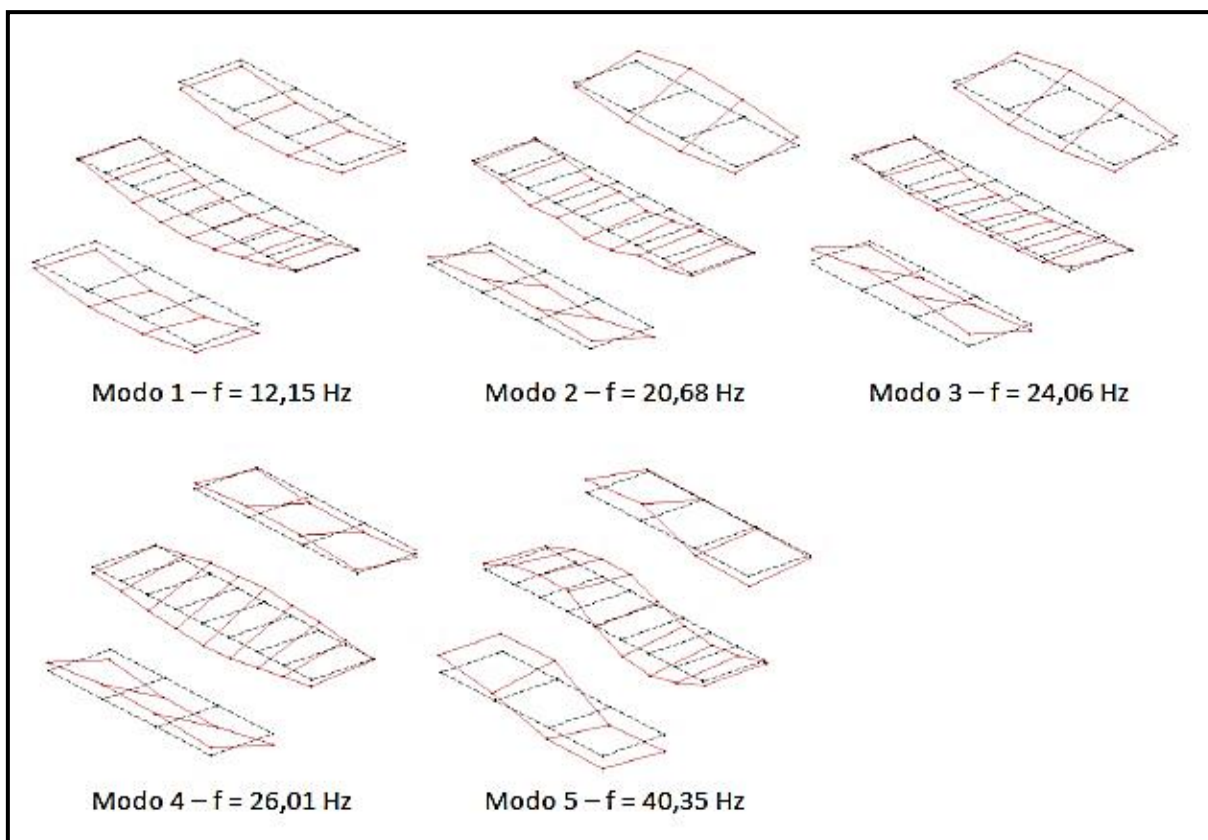


Figura 2.10 – Modos de vibração identificados por via experimental (Leite *et al*, 2017).

Na Tabela 2.4, pode-se perceber a diferença entre as frequências dos 5 modos de vibração identificados no modelo numérico e por meio do EVA realizado na arquibancada do Estádio do Dragão.

Tabela 2.4 – Comparação entre os modos de vibração identificados através do modelo numérico e do EVA realizado na arquibancada do Estádio do Dragão (Adaptado: Leite *et al*, 2017).

Modo	Modelo	Ensaio	Diferença
1	12,15	12,15	0%
2	18,57	20,68	11%
3	20,66	24,06	16%
4	23,32	26,01	12%
5	30,71	40,35	31%

A partir dessa comparação, pode-se constatar que, enquanto o primeiro modo de vibração estava igual no modelo numérico e no ensaio dinâmico, o quinto modo apresentou 31% de diferença, indicando assim a necessidade de calibração do modelo numérico.

No âmbito da calibração do modelo numérico foi realizada uma análise de sensibilidade tendo em vista a identificação dos parâmetros numéricos com maior influência nas respostas modais e que foram o módulo de elasticidade do concreto, do aço e do neoprene.

A otimização do modelo teve como objetivo de minimizar a diferença entre o modelo numérico e os resultados do ensaio de vibração ambiental, tendo demonstrado sucesso, como atesta o erro médio da estimativa das frequências ter diminuído para 2,4% após a calibração.

CAPÍTULO 3

ENSAIOS DINÂMICOS DA PONTE DA ARRÁBIDA

Os ensaios dinâmicos de vibração ambiental, apresentados por Santos *et al* (2019), foram realizados na Ponte da Arrábida em Junho de 2018. Esses ensaios permitiram, através da aplicação do método EFDD, a identificação dos seguintes parâmetros modais da estrutura:

- frequências;
- modos de vibração;
- coeficientes de amortecimento (ξ).

O EVA realizado na Ponte da Arrábida foi executado através de dois sismógrafos da marca GeoSIG, modelo GMS Plus indicados na Figura 3.1. Esses sismógrafos são compostos por acelerômetros triaxiais do tipo *force-balanced*. O ensaio recorreu a uma técnica com um ponto fixo de referência e pontos de medição móveis para obter as acelerações da estrutura . As seguintes especificações dos sismógrafos foram fornecidas:

- gama de medição de ± 0.5 g;
- sensibilidade igual a 2.5 V/g;
- frequência de aquisição de 200 Hz;
- sistema de sincronização por GPS.



Figura 3.1 – Sismógrafo *GeoSIG*, modelo *GMS Plus* (GeoSIG).

As acelerações da Ponte da Arrábida foram medidas nas três direções (X, Y e Z). O número de pontos adotados para proceder a identificação das configurações modais deve ser tal que esses pontos permitam a identificação clara e precisa dos modos de vibração, tal como permitir a identificação do maior número dos modos de vibração. Os ensaios foram realizados sobre o arco jussante, sendo que um total de 14 pontos de medição foram instrumentados. Doze destes pontos foram localizados nas ligações dos pilares com o arco, e dois foram localizados a meia distância entre pilares, como mostra a Figura 3.2.

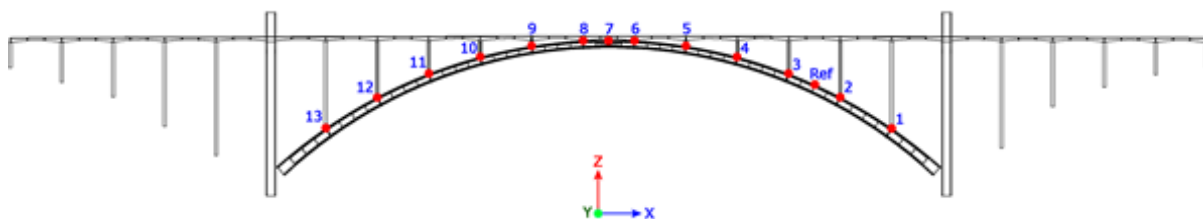


Figura 3.2 – Localização dos 14 pontos de medição (Santos *et al*, 2019).

O ensaio envolveu treze configurações experimentais baseadas em pontos de medição móveis (um a treze) e em um ponto fixo de referência. O ponto de referência tem a função de correlacionar a resposta entre os pontos de medição móveis das diferentes configurações modais. O ponto fixo de referência está representado por *Ref* na Figura 3.2 e se localiza entre os pontos de medição 2 e 3. A Figura 3.3 apresenta os detalhes de posicionamento do sismógrafo no ponto de medição fixo *Ref* e a Figura 3.4 apresenta os detalhes de posicionamento do sismógrafo no ponto de medição móvel 9.



Figura 3.3 – Posicionamento do sismógrafo no ponto de medição fixo (Santos *et al*, 2019).



Figura 3.4 – Posicionamento do sismógrafo no ponto de medição móvel 9 (Santos *et al*, 2019).

Para que sejam registradas as acelerações, de forma confiável, segundo Leite *et al* (2016), é preciso assegurar: a não saturação do sinal de transmissão; ter uma baixa relação entre o sinal e o ruído, evitar ruído intermitente, evitar influências de outras redes com frequências similares, como redes elétricas, e evitar a perda de sinal e assegurar a remoção de pontos singulares.

Ainda foi necessária a realização de um pré-processamento das informações contendo os seguintes processos: correção de pontos singulares, junção de amostras por aplicação de janelas temporais de transição, introdução de escala nos registros, correções eventuais dos registros tendo em conta a resposta em frequência dos equipamentos utilizados, remoção da média e tendências lineares por aplicação de filtros digitais, além da eventual decimação dos sinais.

Santos *et al* (2019) também apresenta a identificação dos parâmetros modais realizada pela aplicação do método EFDD, com recurso do programa comercial ARTeMIS. Esse programa permite realizar a decomposição dos valores e vetores singulares da matriz dos espectros de resposta da estrutura de forma automatizada.

No espectro da Figura 3.5 estão representadas as curvas dos valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros das configurações experimentais obtidas. Neste espectro também estão sendo consideradas as acelerações registadas durante os experimentos.

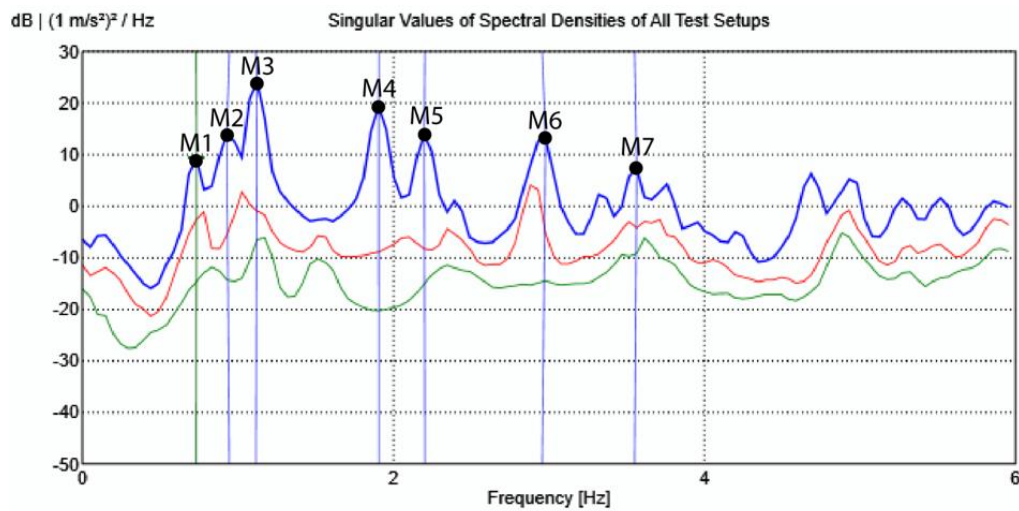


Figura 3.5 – Valores singulares médios e normalizados obtidos através do método EFDD (Santos *et al*, 2019).

Os setes pontos indicados por Santos *et al* (2019), M1 a M7, podem ser percebidos por serem os picos identificados no espectro. Esses pontos, portanto, correspondem aos modos de vibração associados ao arco jusante da Ponte da Arrábida.

As configurações modais e seus respectivos valores médios da frequência e coeficientes de amortecimento foram apresentados da Figura 3.6 até à Figura 3.12.

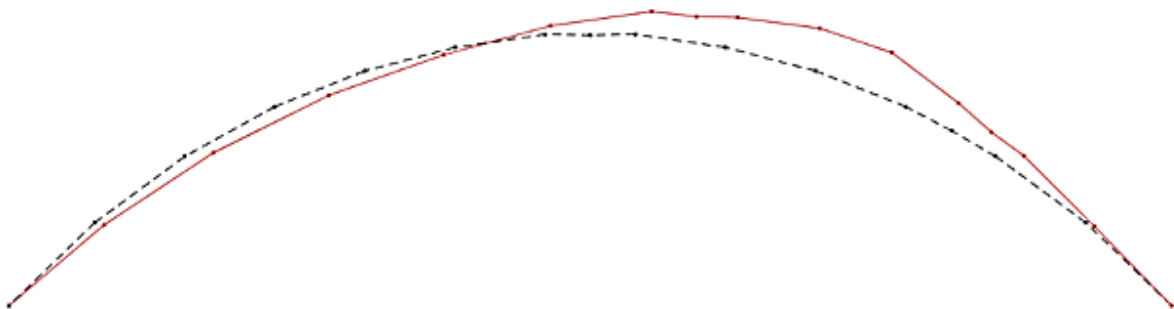


Figura 3.6 – Parâmetros modais relativos ao Modo 1: $f=0.729$ Hz; $\xi=0.327$ (Santos *et al*, 2019).

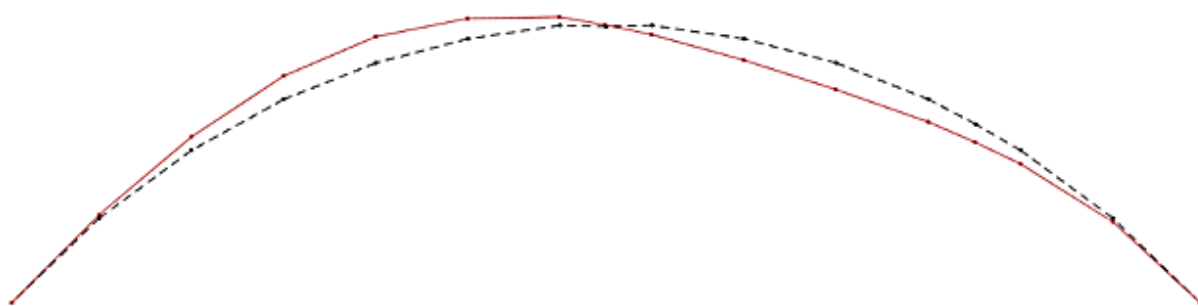


Figura 3.7 – Parâmetros modais relativos ao Modo 2: $f=0.945$ Hz; $\xi= 0.354$ (Santos *et al*, 2019).

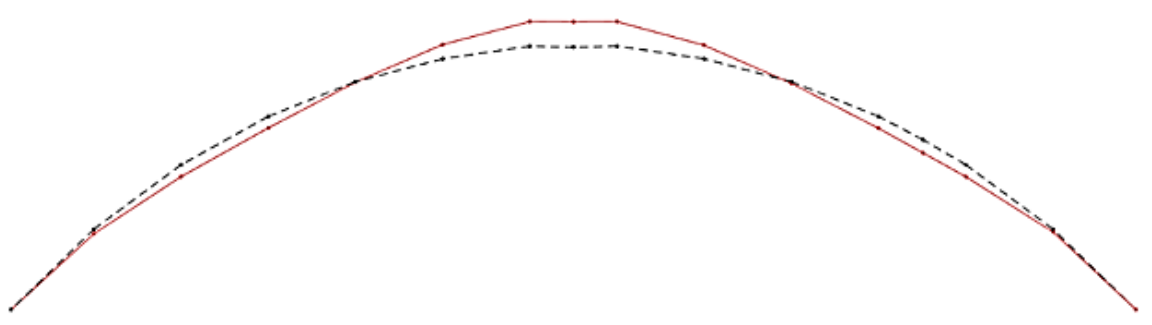


Figura 3.8 – Parâmetros modais relativos ao Modo 3: $f=1.116$ Hz; $\xi= 0.161$ (Santos *et al*, 2019).

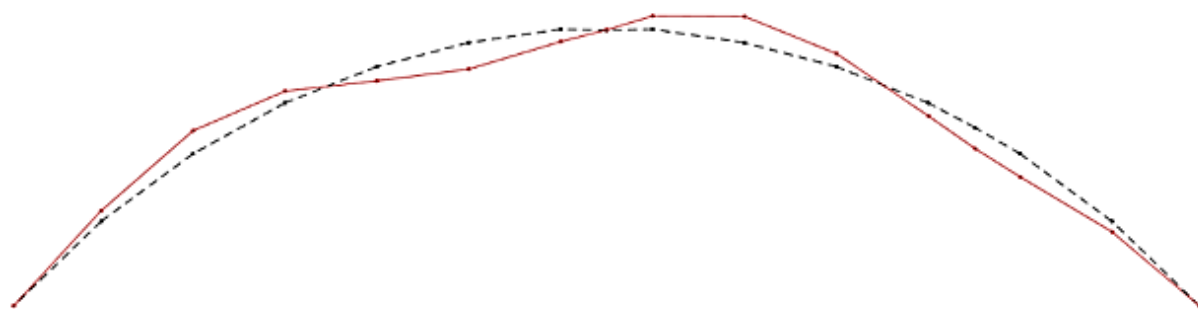


Figura 3.9 – Parâmetros modais relativos ao Modo 4: $f=1.906$ Hz; $\xi= 0.412$ (Santos *et al*, 2019).

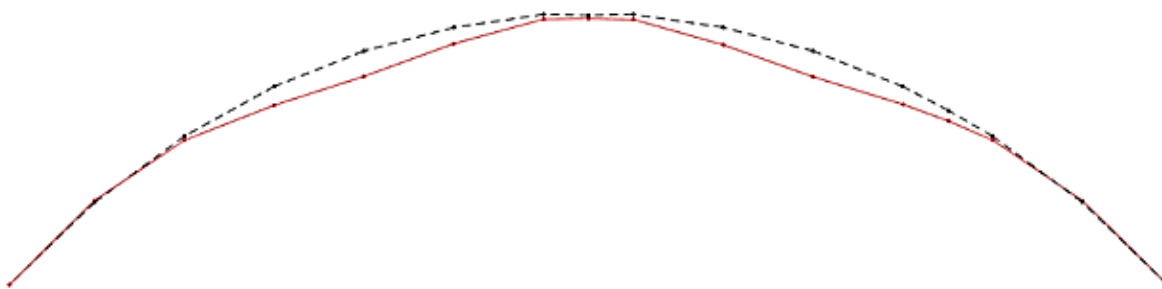


Figura 3.10 – Parâmetros modais relativos ao Modo 5: $f=2.202$ Hz; $\xi= 0.283$ (Santos *et al*, 2019).

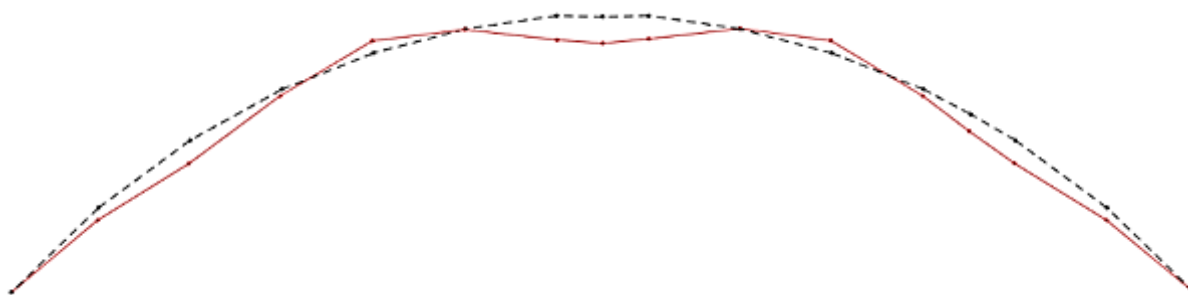


Figura 3.11 – Parâmetros modais relativos ao Modo 6: $f=2.956$ Hz; $\xi= 1.160$ (Santos *et al*, 2019).

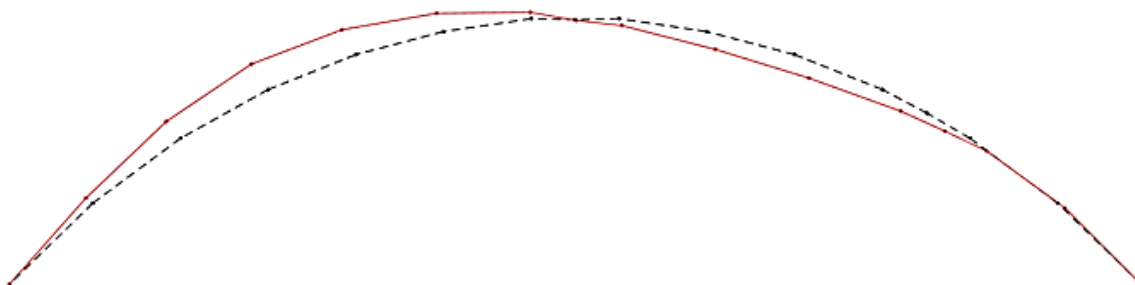


Figura 3.12 – Parâmetros modais relativos ao Modo 7: $f=3.550$ Hz; $\xi= 2.264$ (Santos *et al*, 2019).

Foi observado que o modo representado pelo ponto M1 envolve principalmente movimentos de flexão na direção transversal, enquanto os modos derivados dos pontos M2 a M7 representam principalmente movimentos de flexão na direção vertical. As frequências naturais identificadas variam entre 0,729Hz e 3,550Hz. A respeito dos coeficientes de amortecimento, não foi identificado nenhum padrão de variação relacionado com a variação das frequências ou aos modos de vibração.

CAPÍTULO 4

MODELO NUMÉRICO DA PONTE DA ARRÁBIDA

O modelo numérico da Ponte da Arrábida foi desenvolvido no programa comercial de elementos finitos *Autodesk Robot Structural Analysis* (Autodesk, 2012) cujas características geométricas foram obtidas a partir das plantas do Projeto de 1955. O modelo numérico da ponte inclui os pilares, o arco em concreto armado, o tabuleiro e os quatro pilares ocos que serviam como núcleo dos elevadores.

4.1 GEOMETRIA

Os pilares foram modelados em eixos de acordo com a planta do Projeto da Figura 4.1.

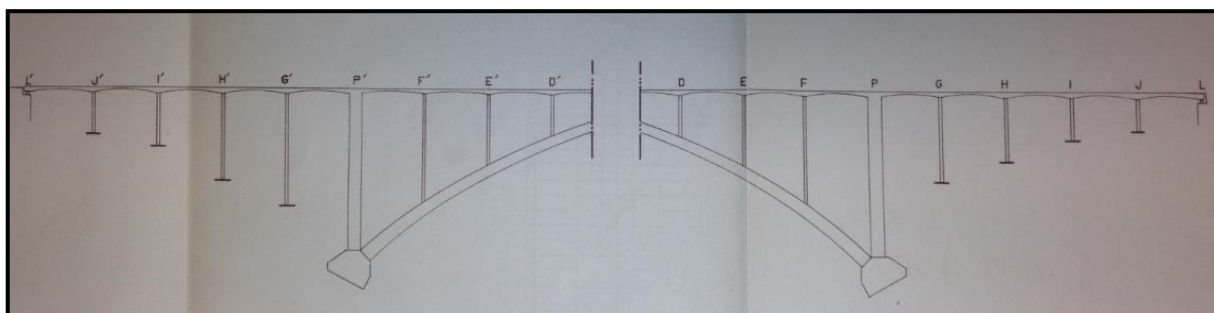


Figura 4.1 – Eixos dos Pilares (MOP-JAE, 1963).

Os pilares tem dimensões de 1,2m por 1,2m. Nos pilares do eixo G ao eixo J, o comprimento dos pilares é definido pelas cotas terreno adjacente, variando de 16,50m a 46,50m. Os pilares centrais, ou seja, dos eixos F a F', o comprimento é definido pela distância entre o arco e as travessas do tabuleiro, variando entre 3,78m a 36,68m.

O arco foi modelado com vigas de seção de, aproximadamente, 8,0mx4,5m, com duas aberturas circulares de raio igual a 0,60m. O ponto mais alto do arco da ponte se localiza na altura de 65,65m, enquanto os apoios estão no nível 13,65, totalizando assim os 52m de flecha. Para a modelação dessas vigas foram usadas partes retas entre os eixos dos pilares. Esses trechos retos foram divididos em 4 partes para que fossem realizadas as ligações com as barras de contraventamento do arco.

O contraventamento dos arcos da ponte existe nas direções paralela e perpendicular ao plano dos arcos. Esses contraventamentos foram aplicados através de barras de concreto armado em forma de “X” no decorrer do arco com seções de 0,35mx0,50m. São 12 elementos de contraventamento perpendicular ao arco que existem nos encontros dos pilares com o arco. Os elementos de contraventamento paralelos ao arco são compostos por duas camadas com 4 cruzamentos entre barras em cada região entre os pilares.

Como no *Autodesk Robot Structural Analysis* (Autodesk, 2012) a discretização dos arcos foi realizada pelos eixos dos elementos estruturais, as ligações entre os arcos e os pilares foram modeladas através de barras rígidas, conforme Figura 4.2. Essas barras rígidas foram representadas por intermédio de elementos sem massa (com peso específico igual a zero) e com inércia muito elevada.

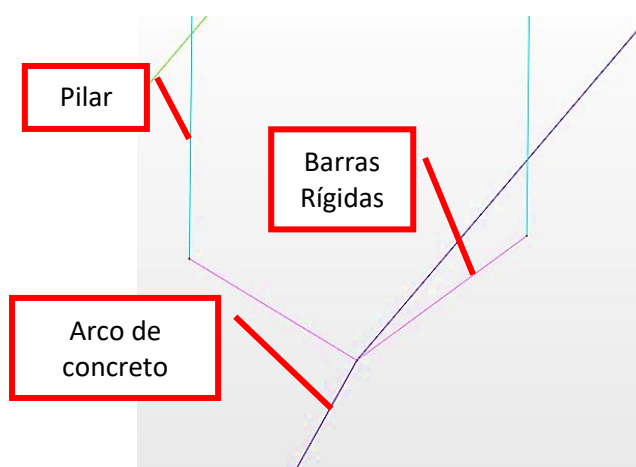


Figura 4.2 – Barras rígidas ligando os pilares e o arco de concreto (Arquivo do Autor).

Ao nível do tabuleiro, as travessas apoiadas diretamente sobre os pilares têm seção de 2,00m de altura por 0,60m de largura, com um alargamento junto da base com 1,10m de largura. As transversinas têm seção de 1,10m de altura e 0,35m de largura. As transversinas têm uma distância de 7,10m das travessas.

As longarinas que completam a grelha foram modeladas com peças de seção variável entre 0,35m e 1,10m, espaçadas de 2m entre si. A seção variável foi usada de modo a representar o formato curvo dessas vigas. A face superior foi nivelada de acordo com a face superior da transversina principal.

O tabuleiro de forma geral, exceto na região central, foi representado como uma grelha formada por transversinas e longarinas.

A região central, indicada na Figura 4.3, foi representada de forma diferente, uma vez que as longarinas dessa região têm aberturas ao longo de seu comprimento. As longarinas apresentam uma configuração conforme o esquema da Figura 4.4 e o desenho de projeto da Figura 4.5.

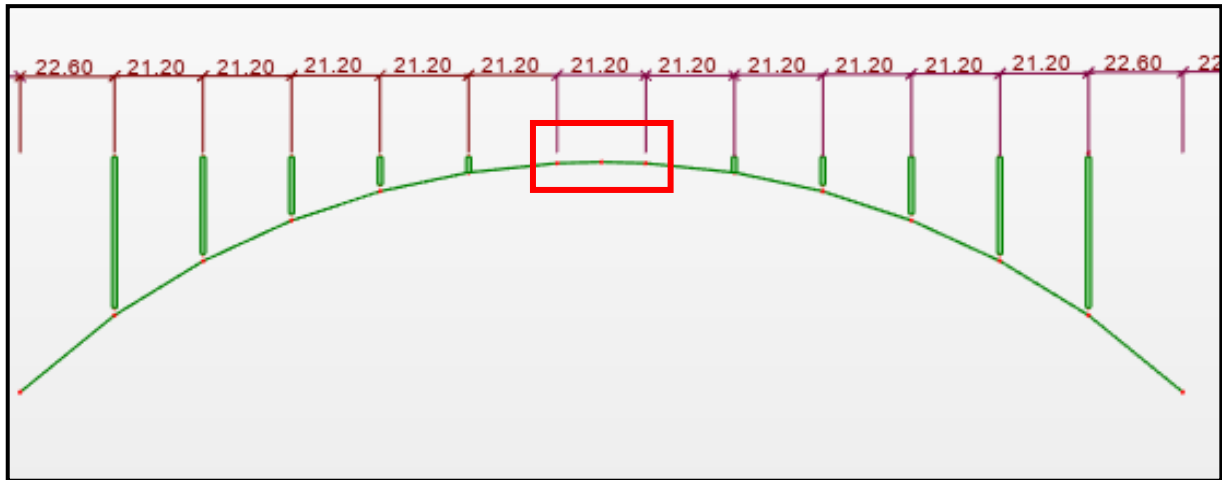


Figura 4.3 – Região central, onde as longarinas tem aberturas ao longo de seu eixo (Arquivo do Autor).

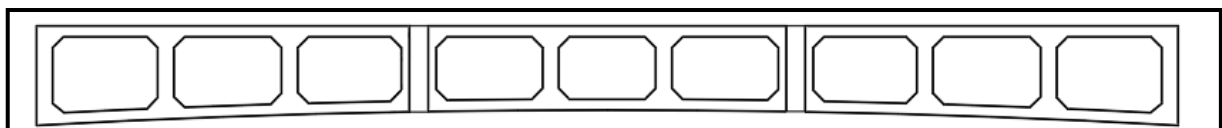


Figura 4.4 – Longarina no trecho central do tabuleiro (Arquivo do Autor).

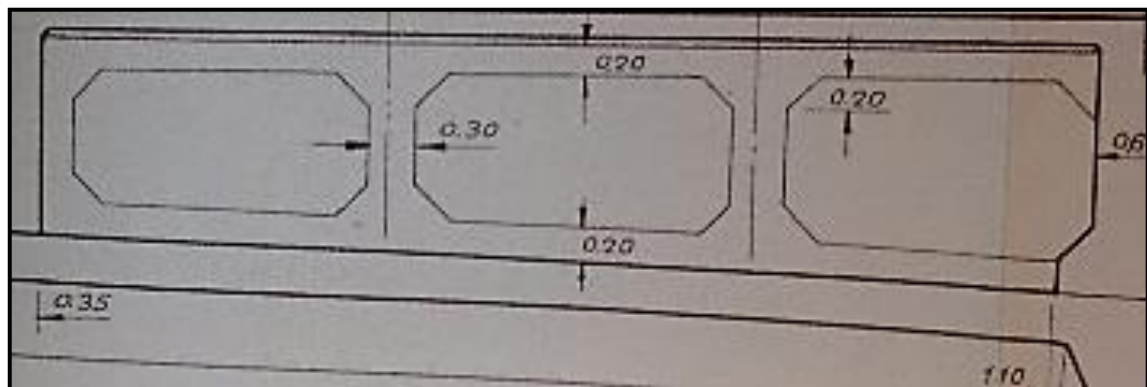


Figura 4.5 – Projeto da longarina no trecho central do tabuleiro (MOP-JAE, 1963).

Por conta disso, para a modelagem, utilizou-se uma malha de barras que tivessem um efeito semelhante ao de uma viga vazada ao longo de seu comprimento, conforme exibido na Figura 4.6.

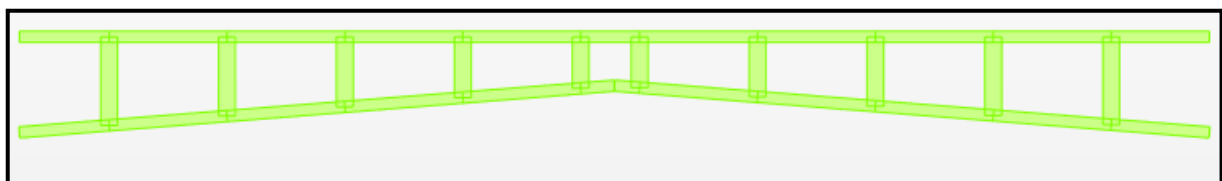


Figura 4.6 – Longarina no modelo do trecho central do tabuleiro (Arquivo do Autor).

A laje do tabuleiro da ponte foi modelada a partir de elementos de casca. De acordo com as informações do projeto essas lajes possuem 0,18m de espessura e foram modeladas a partir de painéis homogêneos determinados pelos limites da grelha e laterais.

Os pilares vazados que serviam de núcleo para os elevadores e a seção central caixão que passa entre eles também foram modelados com elementos de casca conforme a Figura 4.7. Os pilares ocos são formados por quatro paredes de 0,5m de espessura. A seção caixão central por sua vez tem espessura de 0,3m.

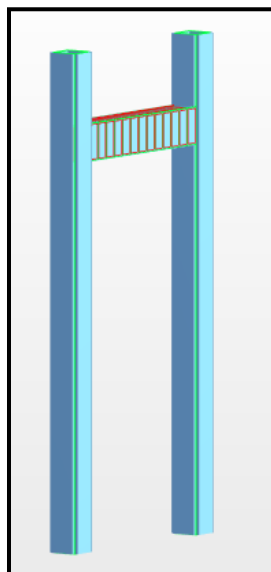


Figura 4.7 – Eixo dos pilares vazados e seção caixão (Arquivo do Autor).

A malha de elementos finitos foi gerada para os elementos estruturais que possuem painéis. Esses elementos são: as lajes, os pilares ocos e a seção caixão entre os pilares ocos. Assim foi gerada uma malha simples com elementos espaçados de 0,50m divididos em quadrados no contorno retangular.

As condições de apoio foram definidas a partir de elementos do tipo *fixed* de modo a estes apoios representarem a transmissão dos esforços ao solo. Segundo Pinto (2011), o terreno onde estão assentados os elementos de fundação da Ponte da Arrábida é composto majoritariamente por rocha granítica muito homogênea.

Na Figura 4.8 está indicada a aparência do modelo numérico da Ponte da Arrábida após a adição de suas características geométricas

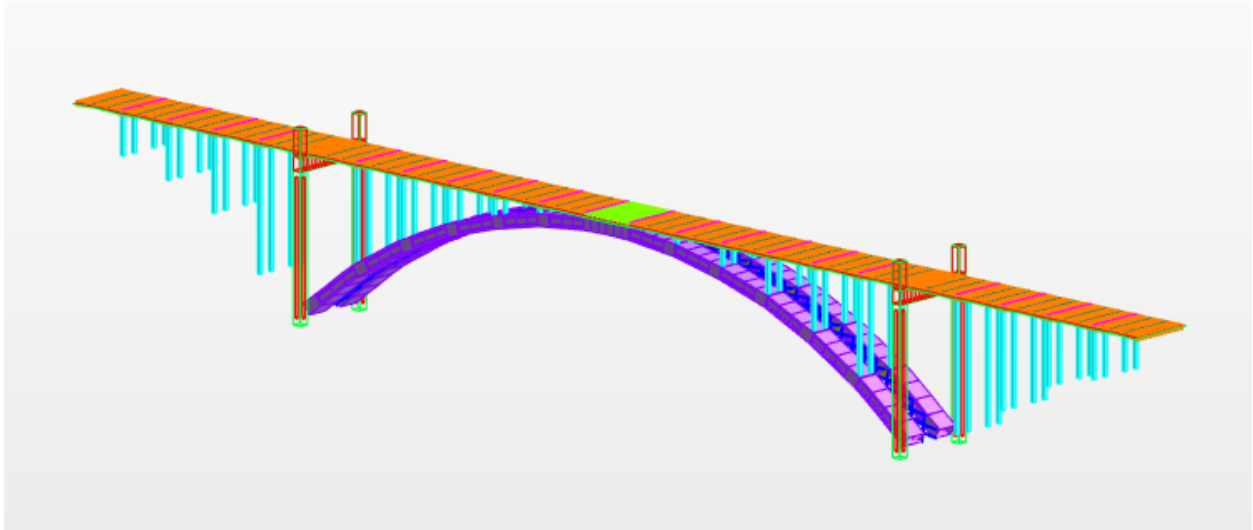


Figura 4.8 – Modelo numérico da Ponte da Arrábida (Arquivo do Autor).

Pela imagem é possível aferir a existência de coerência geométrica entre o modelo numérico e a realidade da ponte. Também é possível visualizar os pilares, arcos e o tabuleiro que a compõe.

4.2 MATERIAIS

Segundo Pinto (2011), o material estrutural utilizado na construção de todos os elementos armados e nas zonas adjacentes às sapatas de fundação da Ponte da Arrábida é o concreto armado classe C 40/50, com as propriedades da Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades do material C 40/50 (Arquivo do Autor).

EC2 C40/50	
Resistência	40 MPa
Módulo de Young	35000 MPa
Coeficiente de Poisson	0,2
Módulo de cisalhamento	14583,33
Peso específico	24,53 kN/m3

Porém, o material utilizado tende a sofrer variações em seu módulo de elasticidade em função do tempo de utilização. Por conta disso, o Eurocódigo (EC) 2 (2010) na parte 1.1 define uma correção a ser feita para esse valor conforme a Equação 4.1.

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \times E_{cm} \quad 4.1$$

onde $E_{c,m}(t)$ e $f_{c,m}(t)$ são os valores para t dias, e $E_{c,m}$ e $f_{c,m}$ são os valores determinados à idade de 28 dias. No caso do concreto da classe C 40/50, os valores de $E_{c,m}$ e $f_{c,m}$ são, respectivamente, 35MPa e 48MPa. O valor de $f_{c,m}(t)$ pode ser obtido na Equação 4.2

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad 4.2$$

onde, $\beta_{cc}(t)$ é o coeficiente que depende da idade do concreto e pode ser determinado pela Equação 4.3

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]} \quad 4.3$$

onde, t é a idade do concreto em dias. A idade do concreto da Ponte da Arrábida foi estimada em 20.440 dias (57 anos).

Sendo assim, o módulo de elasticidade corrigido para a Ponte da Arrábida é 39,05 MPa, sendo atualizado como mostra a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Propriedades do material C40/50 para 20.440 dias (Arquivo do Autor).

C40/50 para 20.440dias	
Resistência	40 MPa
Módulo de Young	39046 Mpa
Coeficiente de Poisson	0,2
Módulo de cisalhamento	14583,33
Peso específico	24,53 kN/m3

O material apresentado, porém, ainda necessita de uma correção relativa à taxa de armadura nas seções onde a presença de aço se faz suficiente para alterar de forma significativa as características dos materiais.

Portanto, foi realizado um estudo das seções constantes no projeto para que fossem identificadas as áreas de armadura e as correspondentes necessidades de correção do módulo de elasticidade e peso específico. Para isso, foram comparadas as áreas de concreto e áreas de aço, sendo por fim, estabelecida uma relação de proporção entre elas.

As peças com taxas de armação consideradas significativas foram o tabuleiro e o arco, com taxas de aço de 2% e 4%, respectivamente, conforme mostram a Tabela 4.3 e Tabela 4.4.

Tabela 4.3 - Propriedades do material do Tabuleiro para 20.440 dias (Arquivo do Autor).

C40/50 para 20.440dias Tabuleiro	
Resistência	40 MPa
Módulo de Young	42465,08 Mpa
Coeficiente de Poisson	0,2
Módulo de cisalhamento	14583,33
Peso específico	25,58 kN/m ³

Tabela 4.4 - Propriedades do material do Arco para 20.440 dias (Arquivo do Autor).

C40/50 para 20.440dias Arco	
Resistência	40 MPa
Módulo de Young	45884,16 Mpa
Coeficiente de Poisson	0,2
Módulo de cisalhamento	14583,33
Peso específico	26,63 kN/m ³

As correções apresentadas nas tabelas foram realizadas para o módulo de elasticidade e para o peso específico. O valor dessas variáveis foi alcançado a partir de uma média ponderada entre o aço e o concreto.

4.3 CARGAS

Foram identificados e incluídos no modelo três tipos de carregamento principais na Ponte da Arrábida: peso próprio, carga decorrente do asfalto e carga gerada pelo tráfego.

O peso próprio da estrutura é uma carga calculada automaticamente pelo programa de cálculo, sendo uma ação permanente fixa. O peso do corpo é dado pela força gravitacional (N) que o corpo exerce e depende da massa (kg) e da aceleração da gravidade (m/s²). No programa de cálculo, essa ação é de natureza estrutural.

O asfalto existente na ponte é considerado um elemento não estrutural fixo na estrutura, portanto também foi avaliado como uma carga permanente. Essa carga é sugerida no anexo A do EC 1 parte 1 (2009), como mostra a Tabela 4.5 e foi adotada no projeto como de 23 kN/m³. Além disso, foi considerada uma camada de asfalto de 0,10cm, sendo aplicado 2,3 kN/m² como carga distribuída na superfície da laje do tabuleiro.

Tabela 4.5 – Valores nominais de peso volumétrico de pavimentos de ponte rodoviárias (EC 1 parte 1, 2009).

Materiais	Peso volumétrico γ [kN/m ³]
pavimentos de pontes rodoviárias	
mastique betuminoso e betão betuminoso	24,0 a 25,0
mastique asfáltico	18,0 a 22,0
asfalto cilindrado a quente	23,0

O tráfego existente na ponte é considerado uma carga vertical móvel. Essa carga é definida pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) Norma Brasileira (NBR) 7188 (2013) e foi adotada no projeto como de 5 kN/m². A ação do tráfego foi aplicada como carga distribuída na superfície das lajes considerando um coeficiente de redução igual a 0,40.

4.4 ANÁLISE MODAL

A análise modal no caso de estruturas simples, pode ser feita através de modelos simplificados ou analíticos, no entanto em estruturas complexas, como é o caso, a análise deve ser feita através de um software de elementos finitos.

Para a análise modal, primeiramente, foi feita a conversão de carga em massa para a formação da matriz massa considerada consistente. Essa conversão é realizada de acordo com a expressão 4.4 do EC 8 (2010).

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad 4.4$$

4.5 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL

Os resultados da análise modal estão indicados na Tabela 4.6. Esses modos podem incluir frequências associadas a modos de vibração que envolvem predominantemente movimentos de flexão do tabuleiro e arco, nas direções vertical e transversal.

Tabela 4.6 – Resultados da análise modal (Arquivo do Autor).

Caso/Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
4/ 1	0,63	1,58
4/ 2	0,83	1,21
4/ 3	0,96	1,04
4/ 4	1,20	0,83
4/ 5	1,52	0,66
4/ 6	1,76	0,57
4/ 7	1,97	0,51
4/ 8	2,15	0,46
4/ 9	2,37	0,42
4/ 10	2,85	0,35
4/ 11	2,90	0,34
4/ 12	2,95	0,34
4/ 13	3,29	0,30
4/ 14	3,50	0,29
4/ 15	3,60	0,28
4/ 16	3,67	0,27
4/ 17	3,67	0,27
4/ 18	3,72	0,27
4/ 19	3,73	0,27
4/ 20	4,05	0,25

Sendo assim, a partir da deformada de cada modo de vibração procurou-se identificar o equivalente a cada modo de vibração experimental. Os modos identificados foram os modos 1, 2, 3, 6, 8, 11, 17 e estão identificados nas Figura 4.9 a Figura 4.15, respectivamente.

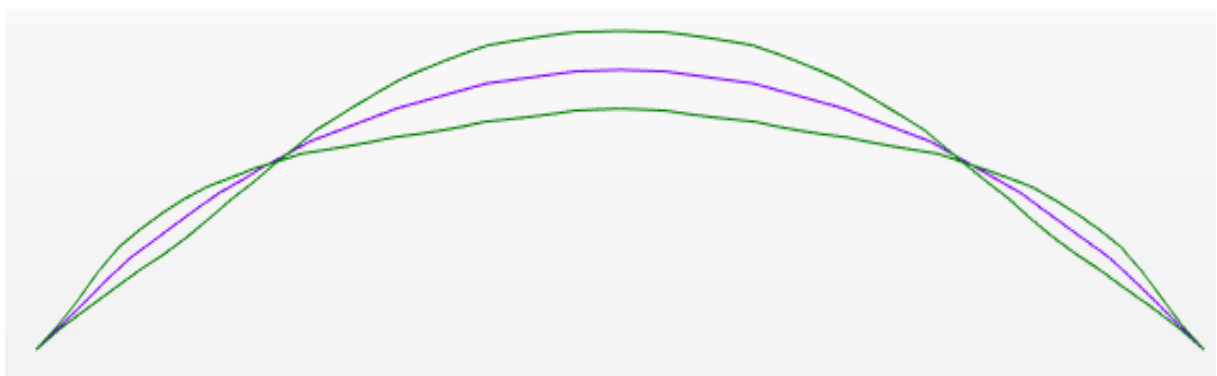


Figura 4.9 – Parâmetros modais relativos ao Modo 1: $f=0.63$ Hz (Arquivo do Autor).

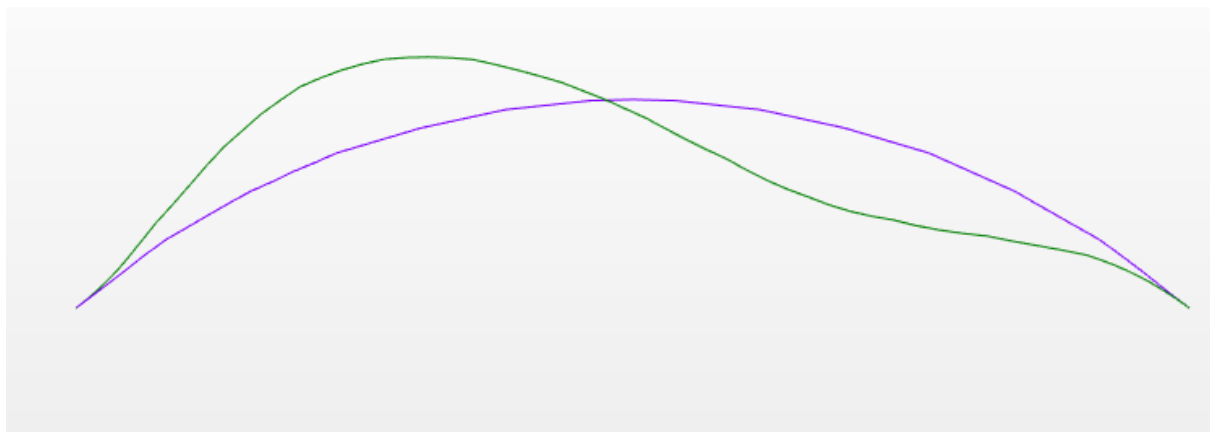


Figura 4.10 – Parâmetros modais relativos ao Modo 2: $f=0.83$ Hz (Arquivo do Autor).

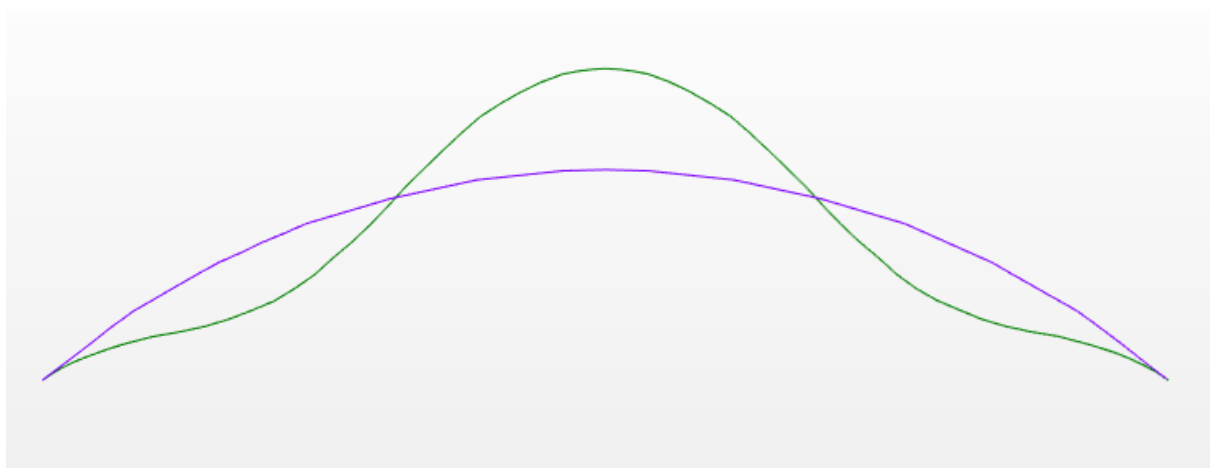


Figura 4.11 – Parâmetros modais relativos ao Modo 3: $f=0.96$ Hz (Arquivo do Autor).

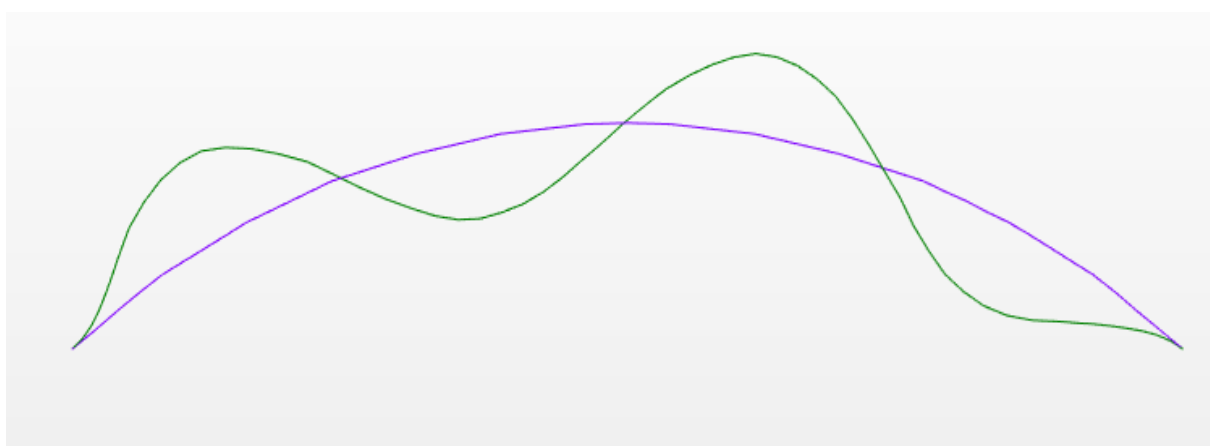


Figura 4.12 – Parâmetros modais relativos ao Modo 6: $f=1.76$ Hz (Arquivo do Autor).

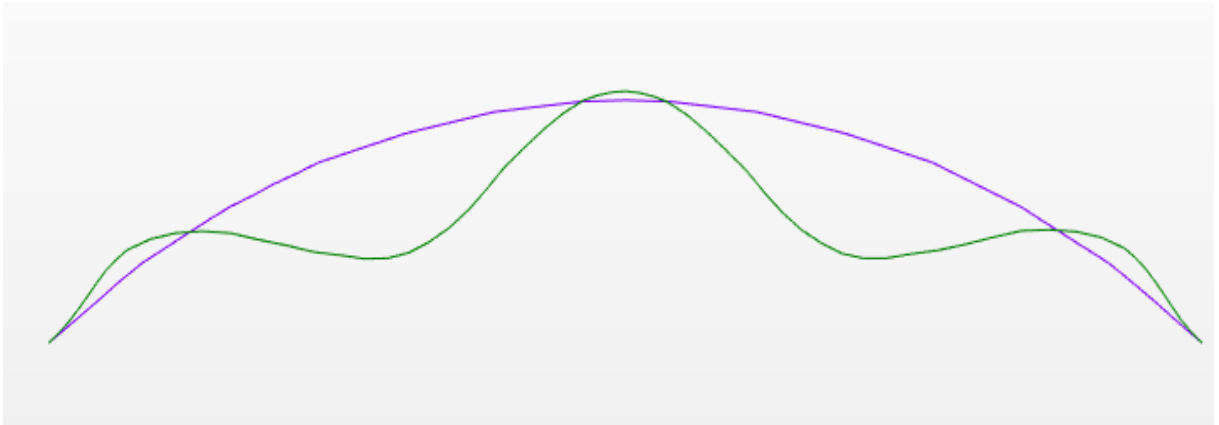


Figura 4.13 – Parâmetros modais relativos ao Modo 8: $f=2.15$ Hz (Arquivo do Autor).

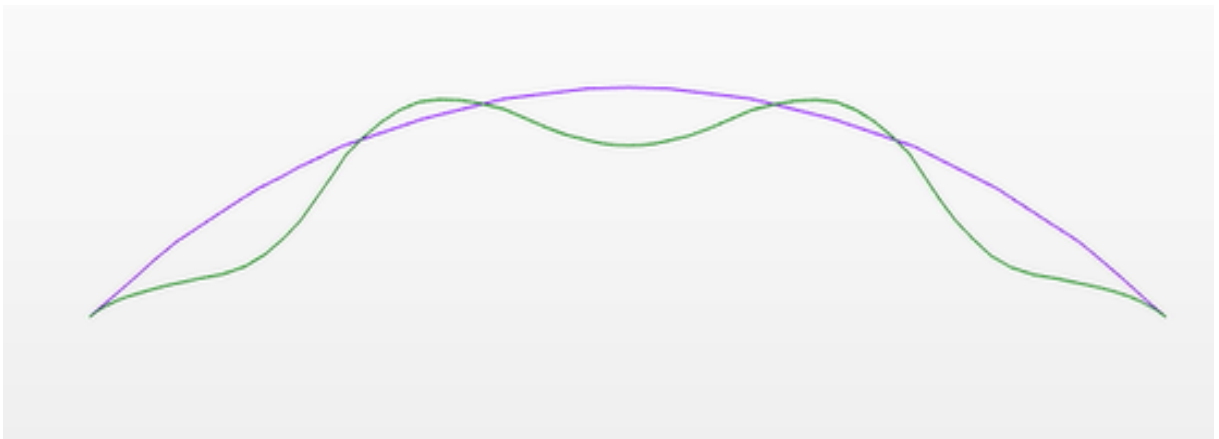


Figura 4.14– Parâmetros modais relativos ao Modo 11: $f = 2.90$ Hz (Arquivo do Autor).

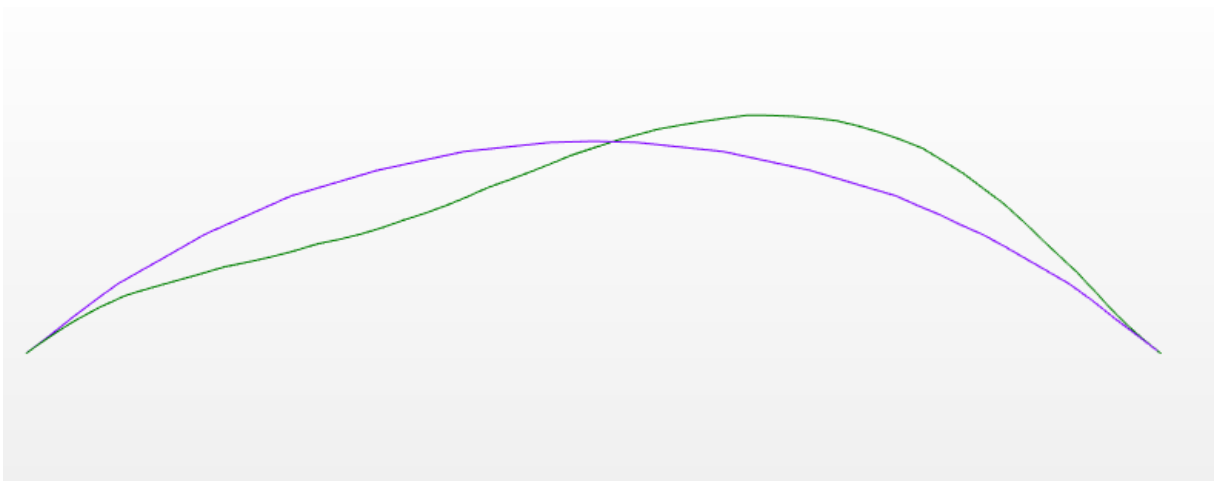


Figura 4.15 – Parâmetros modais relativos ao Modo 16: $f = 3.66$ Hz (Arquivo do Autor).

As frequências dos modos de vibração identificados variam de 0,63 Hz a 3,66 Hz. O Modo 1, pode se perceber que é um modo de vibração diferente dos demais, pois envolve principalmente o movimento lateral, enquanto os outros modos envolvem movimentos na direção vertical.

4.6 COMPARAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICAS

Os modos de vibração obtidos a partir da análise modal foram comparados com os referentes aos modos do EVA e estão exibidos da Figura 4.16 até a Figura 4.22.

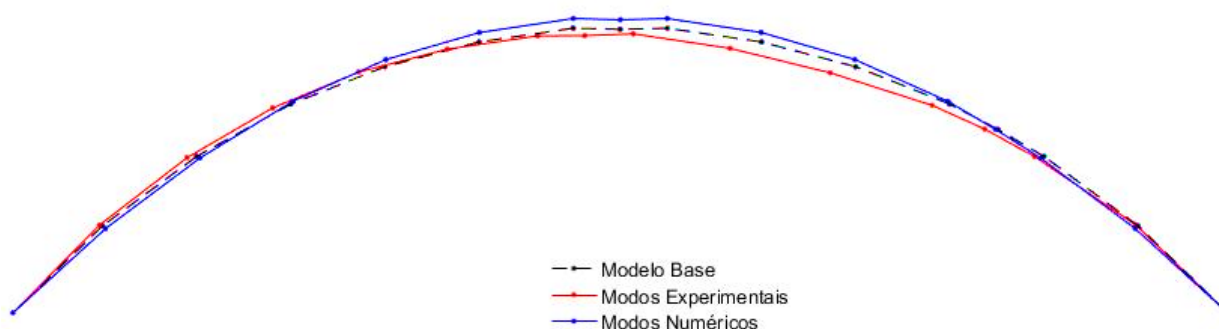


Figura 4.16 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 1 no modelo numérico e do Modo 1 no EVA (Arquivo do Autor).

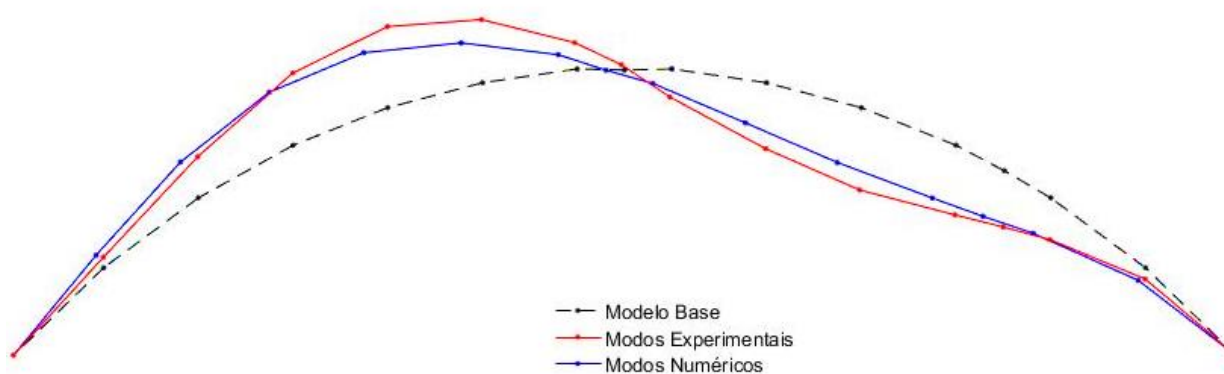


Figura 4.17 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 2 no modelo numérico e do Modo 2 no EVA (Arquivo do Autor).

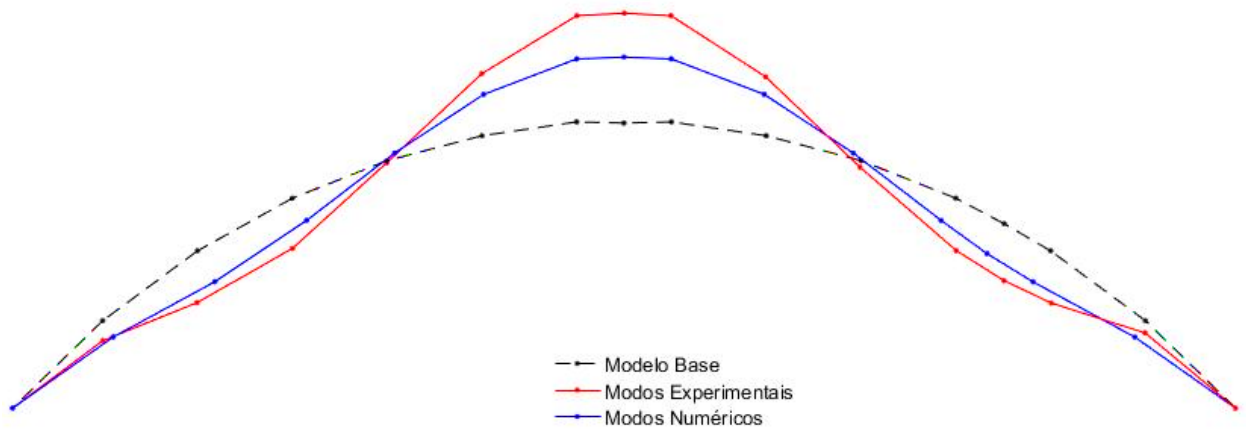


Figura 4.18 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 3 no modelo numérico e do Modo 3 no EVA (Arquivo do Autor).

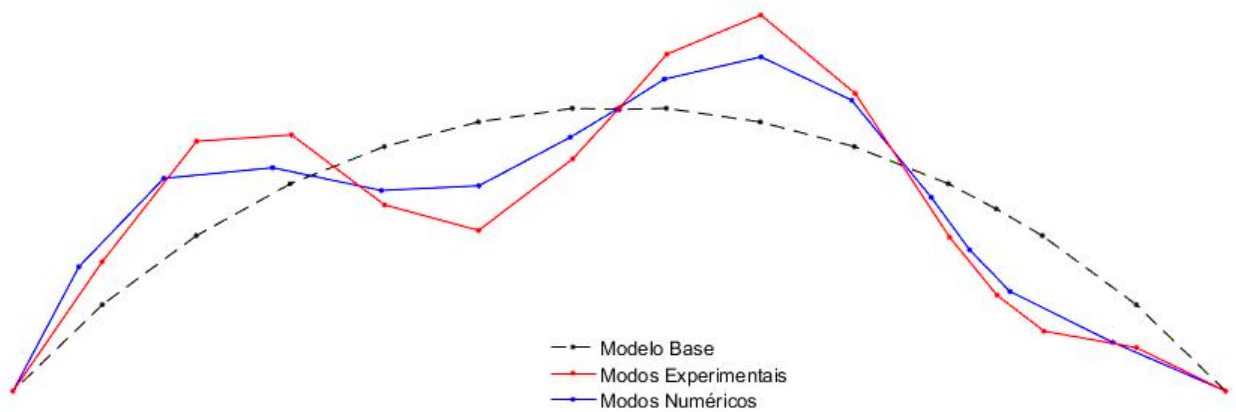


Figura 4.19 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 6 no modelo numérico e do Modo 4 no EVA (Arquivo do Autor).

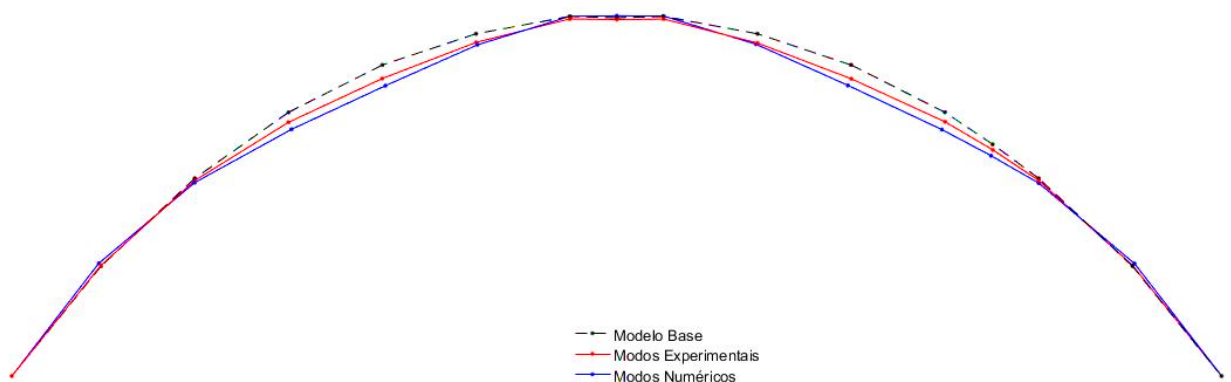


Figura 4.20 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 8 no modelo numérico e do Modo 5 no EVA (Arquivo do Autor).

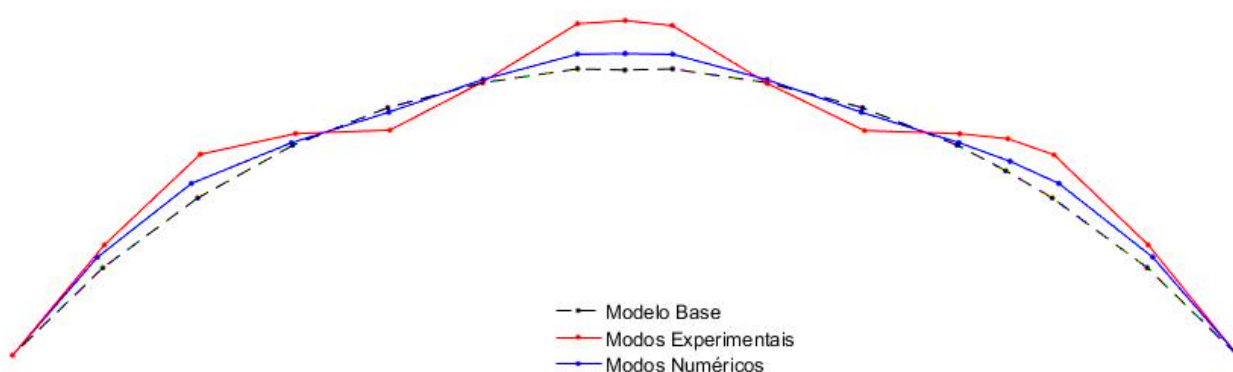


Figura 4.21 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 11 no modelo numérico e Modo 6 no EVA (Arquivo do Autor).

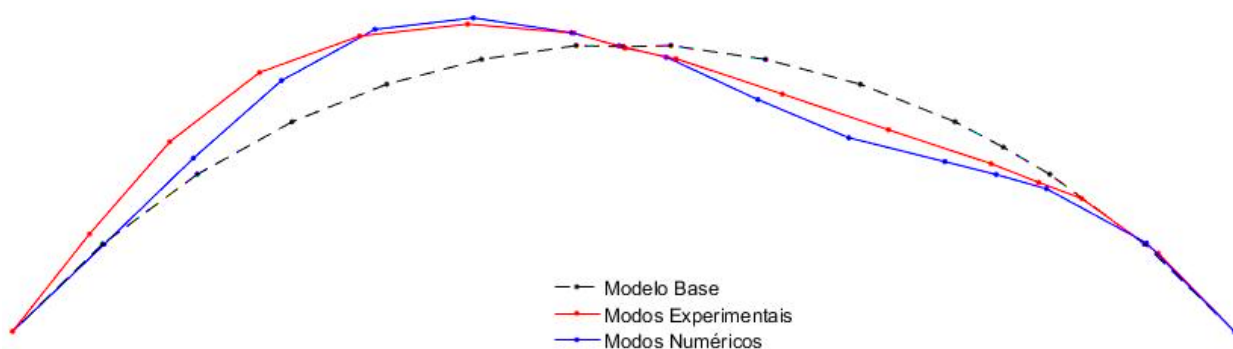


Figura 4.22 – Comparação dos parâmetros modais relativos ao Modo 16 no modelo numérico e Modo 7 no EVA (Arquivo do Autor).

A correlação realizada por meio das imagens mostrou a semelhança entre os modos de vibração obtidos no modelo numérico com os modos de vibração do EVA. Depois de identificados os modos de vibração no modelo numérico correspondentes aos modos de vibração dos ensaios dinâmicos, comparou-se a diferença de frequência entre eles.

Para a avaliação dos resultados foi utilizado primeiramente o erro percentual relativo dado na Equação 4.5.

$$\%erro = \frac{|experimental - numérico|}{numérico} \times 100 \quad 4.5$$

Os três primeiros modos de vibração identificados exibiram maiores erros relativos em função ao EVA realizado na Ponte da Arrábida, sendo que o Modo 3 apresenta o maior entre todos os erros relativos, 13,98%.

Os modos de vibração a seguir apresentam uma queda de erro considerável tendo em vista que os três últimos modos mostram uma boa correlação com os ensaios, uma vez que o erro relativo identificado nestes modos foi menor que 5%.

A Tabela 4.7 indica os erros percentuais das frequências dos modos de vibração provenientes do EVA comparados com os gerados pelo modelo numérico, assim como o número de ordem do modo e o correspondente valor da frequência de vibração.

Tabela 4.7 – Comparação entre os modos de vibração identificados no modelo numérico e no EVA (Arquivo do Autor).

Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro
1	0,729	1	0,64	12,21%
2	0,945	2	0,83	12,17%
3	1,116	3	0,96	13,98%
4	1,906	6	1,76	7,66%
5	2,202	8	2,15	2,36%
6	2,956	11	2,9	1,89%
7	3,55	16	3,67	3,38%

O valor médio do erro relativo entre resultados experimentais e numéricos foi igual a 7,34%. Este resultado consolida o objetivo inicial do trabalho no que toca à necessidade em proceder à calibração do modelo numérico de modo a gerar resultados próximos aos obtidos pelos ensaios.

CAPÍTULO 5

CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO DA PONTE DA ARRÁBIDA

A calibração dos modelos numéricos visa obter uma boa correlação com dados experimentais, através da modificação de determinados parâmetros numéricos. Com a calibração do modelo numérico é esperado que ocorra uma redução significativa na diferença entre as frequências de vibração e configurações modais identificadas pelo EVA e aquelas identificadas pelo próprio modelo numérico.

Para isso, a calibração do modelo numérico foi dividida em duas partes. Primeiramente, a análise de sensibilidade, que visa a identificação dos parâmetros mais significativos para as respostas modais e que deverão ser incluídos na fase subsequente de otimização. A seguir, realiza-se a calibração automática através da otimização, que visa determinar os valores ótimos dos parâmetros numéricos selecionados.

5.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE E CALIBRAÇÃO MANUAL

Segundo Ribeiro (2012), a análise de sensibilidade tem como objetivo a seleção dos parâmetros que mais influenciam a resposta e que, por isso, deverão ser englobados na calibração do modelo numérico. Apenas os parâmetros numéricos mais sensíveis poderão ser estimados com a precisão adequada.

A análise de sensibilidade foi realizada na estrutura de forma global, se baseando na análise de correlação entre os parâmetros e as respostas do modelo numérico, de forma que todos os parâmetros variassem em conjunto. Esta abordagem permite obter, de forma simplificada, as sensibilidades entre os parâmetros e as respostas a partir de um conjunto de amostras geradas por aplicação de uma técnica de amostragem.

As técnicas de amostragem envolvem a geração de um conjunto de amostras, cada uma, constituída por um conjunto de parâmetros do modelo numérico.

Para a geração do grupo de amostras, usou-se como base a variação percentual de alguns parâmetros, nomeadamente o módulo de elasticidade e o peso específico das seções. Foi realizada a comparação do erro médio entre os resultados do ensaio e do modelo numérico.

5.1.1 Resultados da Análise de sensibilidade do modelo numérico

A análise de sensibilidade foi realizada a partir da variação dos módulos de elasticidade e do peso específico das peças nos três materiais identificados:

- no arco;
- no tabuleiro;
- nos pilares.

Esses materiais sofreram variações de 2%, 4% e 10% nos materiais em 16 casos apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Variação aplicada ao valores do módulo de elasticidade e peso específico (Arquivo do Autor).

Teste	Variação	
	Módulo de Elasticidade	Peso Específico
1	0%	0%
2	+2%	0%
3	+4%	0%
4	+10%	0%
5	0%	-2%
6	0%	-4%
7	0%	-10%
8	+2%	-2%
9	+4%	-2%
10	+10%	-2%
11	+2%	-4%
12	+4%	-4%
13	+10%	-4%
14	+2%	-10%
15	+4%	-10%
16	+10%	-10%

O primeiro caso, representa o modelo base de onde partem as comparações. A partir desse caso foram feitas variações e a Tabela 5.2 descreve os valores utilizados em cada teste.

Tabela 5.2 – Valores obtidos dos materiais ao aplicar as percentagens para variação das amostras (Arquivo do Autor).

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de Elasticidade (Mpa)	Peso Específico (kN/m ³)	Módulo de Elasticidade (Mpa)	Peso Específico (kN/m ³)	Módulo de Elasticidade (Mpa)	Peso Específico (kN/m ³)
1	39046,00	24,53	42465,08	25,58	45884,16	26,63
2	39826,92	24,53	43314,38	25,58	46801,84	26,63
3	40607,84	24,53	44163,68	25,58	47719,53	26,63
4	43809,61	24,53	46711,59	25,58	50472,58	26,63
5	39046,00	24,04	42465,08	25,07	45884,16	26,10
6	39046,00	23,55	42465,08	24,56	45884,16	25,56
7	39046,00	22,08	42465,08	23,02	45884,16	23,97
8	39826,92	24,04	43314,38	25,07	46801,84	26,10
9	40607,84	24,04	44163,68	25,07	47719,53	26,10
10	43809,61	24,04	46711,59	25,07	50472,58	26,10
11	39826,92	23,55	43314,38	24,56	46801,84	25,56
12	40607,84	23,55	44163,68	24,56	47719,53	25,56
13	43809,61	23,55	46711,59	24,56	50472,58	25,56
14	39826,92	22,08	43314,38	23,02	46801,84	23,97
15	40607,84	22,08	44163,68	23,02	47719,53	23,97
16	43809,61	22,08	46711,59	23,02	50472,58	23,97

Com esses 16 testes foram obtidas as frequência de vibração apresentadas no Anexo I. A Tabela 5.3 apresenta um resumo da melhoria obtida pela análise de sensibilidade.

Tabela 5.3 – Variação em percentagem das diferenças obtidas em cada caso durante a análise de sensibilidade (Arquivo do Autor).

	Peso específico	0%	2%	4%	10%
		Módulo de Elasticidade			
0%		7,34%	6,74%	6,93%	6,43%
2%		6,74%	6,89%	6,74%	6,30%
4%		6,80%	6,61%	6,79%	6,52%
10%		6,64%	6,51%	6,65%	7,16%

A partir dessa análise foram adotados os valores obtidos no teste 14, que representam valores com acréscimo de 2% no módulo de elasticidade e redução de 10% de peso específico para a realização da otimização do modelo com o erro médio inicial sendo de 6,30%.

Tabela 5.4 – Frequências obtidas após o teste 14 que apresentou os melhores resultados preliminares (Arquivo do Autor).

Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro
1	0,729	1	0,68	6,72%
2	0,945	2	0,87	7,94%
3	1,116	3	1,04	6,81%
4	1,906	6	1,9	0,31%
5	2,202	8	2,34	6,27%
6	2,956	11	3,14	6,22%
7	3,55	16	3,9	9,86%

Além da comparação de frequências pela técnica do erro médio, elas também foram comparadas pelo parâmetro MAC. O parâmetro MAC é o critério mais utilizado na análise da correlação entre modos de vibração numéricos e experimentais. As principais vantagens de sua aplicação estão relacionadas com o método ser simples, não requerer informações experimentais de todos os graus de liberdade da estrutura e não depender da normalização dos vetores modais.

Este parâmetro fornece uma medida do desvio médio quadrático entre os vetores numérico e experimental, em relação à reta de correlação linear dos dois vetores, e pode ser obtido, segundo Allemang (2003) por aplicação da expressão 5.1:

$$MAC_{i,j}=MAC(\phi_i, \phi_j) = \frac{(\phi_i^T \cdot \phi_j)^2}{(\phi_i^T \cdot \phi_i) \cdot (\phi_j^T \cdot \phi_j)} \quad 5.1$$

Onde ϕ_i são os modos de vibração medidos experimentalmente e ϕ_j são os modos de vibração calculados no modelo numérico.

O parâmetro MAC pode resultar em valores no intervalo entre 0 e 1, sendo que 1 representa uma correlação ótima entre os modos e 0 representa que não há correlação entre eles. Segundo Ewins (2000) um valor de MAC superior a 0,80 indica a existência de uma boa correlação entre os valores, enquanto um valor de MAC inferior a 0,20 revela que os modos não estão bem correlacionados.

A Tabela 5.5 indica os valores do parâmetro MAC, obtidos a partir da comparação entre modos de vibração provenientes do EVA e dos modos de vibração gerados pelo modelo numérico para cada direção estudada no modelo numérico, e o objetivo do parâmetro, que representa o quanto falta para este atingir o valor ideal (1).

Tabela 5.5 – Parâmetro MAC obtido nas três direções do teste 14 (Arquivo do Autor).

	PARÂMETRO MAC			OBJETIVO MAC		
DIREÇÃO	XX	YY	ZZ	XX	YY	ZZ
MODO 1	0,84390	0,36420	0,93920	0,15610	0,63580	0,06080
MODO 2	0,68160	0,83790	0,98400	0,31840	0,16210	0,01600
MODO 3	0,16300	0,72080	0,97360	0,98370	0,27920	0,02640
MODO 4	0,70800	0,73490	0,95120	0,29200	0,26510	0,04880
MODO 5	0,50190	0,38430	0,94630	0,49810	0,61570	0,05370
MODO 6	0,64000	0,17850	0,96050	0,36000	0,82150	0,03950
MODO 7	0,64970	0,50210	0,29550	0,35030	0,49790	0,70450

A partir do estudo do parâmetro MAC em cada direção do modelo, pode se aferir que seria interessante a realização da otimização do modelo numérico da ponte apenas para a direção ZZ, pois esta direção não só possui respostas condizentes entre o modelo e o experimental, como também é a direção onde os modos de vibração possuíam maior proeminência. Isso pode ser visto anteriormente, quando nos modos de vibração se percebeu que eles atuavam predominantemente na direção vertical.

A Tabela 5.6 indica os valores do parâmetro MAC, obtidos no teste 14 que foram, portanto, levados para a sequência de otimização.

Tabela 5.6 – Valores do parâmetro MAC do teste 14 (Arquivo do Autor).

MAC	
Modo 1	0,9391
Modo 2	0,9840
Modo 3	0,9736
Modo 4	0,9515
Modo 5	0,9462
Modo 6	0,9609
Modo 7	0,3000

Pela tabela é possível visualizar melhor o fato de que os valores do parâmetro MAC estão próximos de 1, todos acima de 0,90 com exceção do Modo 7. Isso demonstra que o modelo tem condições de ser calibrado, mas que só poderá ser considerado válido se após a otimização apresentar uma melhoria considerável no Modo 7.

5.2 OTIMIZAÇÃO

A fase de otimização da calibração automática visa obter os valores dos parâmetros numéricos que minimizam as diferenças entre os resultados modais numéricos e experimentais.

Para realizar esse processo o programa computacional MATLAB (MathWorks, 2016) foi utilizado. Nele primeiramente foi obtida uma população inicial a partir do método do Hipercubo Latino. A população inicial foi definida contendo 20 indivíduos, o número de elites igual a 1, a taxa de substituição de 5% e a taxa de cruzamento como de 50%.

A partir dessa pontuação inicial, através de uma rotina do tipo *Robot API (Application Programming Interface)* realizada com programação em VBA (*Visual Basic Application*) no *Microsoft Office Excel* (Microsoft, 2013), são realizados cálculos de análise modal de forma automática no programa Robot. Esses cálculos geram as frequências e os modos de vibração que são exportados de volta ao MATLAB (MathWorks, 2016) também por meio do *Microsoft Office Excel* (Microsoft, 2013).

A partir de técnicas de emparelhamento entre os modos obtidos a cada iteração no modelo numérico e nos ensaios dinâmicos foi realizada a minimização da função objetivo. Adotada o número de gerações igual a 100 como critério de parada foram identificados os parâmetros ótimos.

Foram realizados quatro processos de otimização (GA1 a GA4) em computador da marca Intel, modelo Core i7 8ª geração a 1,8Hz com Turbo Boost de até 4,0GHz e memória RAM de 8GB.

5.2.1 Resultados da Otimização do Modelo Numérico

A fase de otimização do modelo numérico da Ponte da Arrábida envolveu 6 parâmetros numéricos: sendo eles os módulos de elasticidade e peso específico dos três materiais (concreto armado dos pilares, concreto armado do tabuleiro e concreto armado do arco). Além de 14 respostas modais: 7 frequências e 7 parâmetros MAC.

A Tabela 5.7 indica os valores iniciais e os limites inferiores e superiores adotados para os parâmetros mais relevantes adotados nos quatro processos de otimização independentes que foram realizados (GA1 a GA4), além do valor inicialmente adotado.

Tabela 5.7 – Limites adotados para iniciar o processo de otimização (Arquivo do Autor).

Peças	Parâmetro	Valor inicial	Limite inferior	Limite Superior
Pilares	Módulo de Elasticidade	39826,92 MPa	35000 MPa	50000 MPa
	Peso Específico	22,08 kN/m ³	12 kN/m ³	25 kN/m ³
Tabuleiro	Módulo de Elasticidade	43314,38 MPa	30000 MPa	45000 MPa
	Peso Específico	23,02 kN/m ³	15 kN/m ³	30 kN/m ³
Arco	Módulo de Elasticidade	46801,84 MPa	20000 MPa	45000 MPa
	Peso Específico	23,97 kN/m ³	15 kN/m ³	27 kN/m ³

Os limites foram determinados de forma a permitir maior variação dos parâmetros, visto que não se possuía muito conhecimento a respeito da situação atual dos materiais da ponte.

A evolução da função objetivo para cada caso de otimização foi obtida com populações iniciais de 20 indivíduos e um total de 100 gerações, perfazendo 2000 indivíduos. Da Figura 5.1 até a Figura 5.4 é apresentada a dispersão de indivíduos dos processos de otimização GA1, GA2, GA3 e GA4. Os gráficos exibem a função objetivo ao longo das 100 gerações de cada caso.

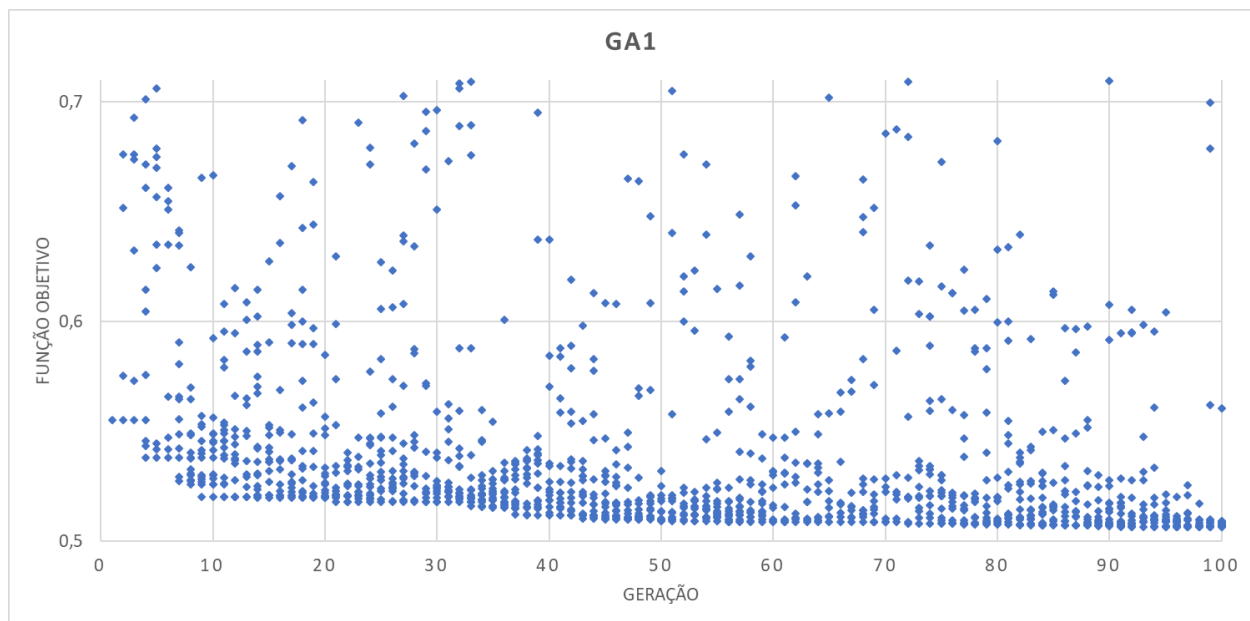


Figura 5.1 – Função objetivo ao longo das gerações do processo de otimização GA1 (Arquivo do Autor).

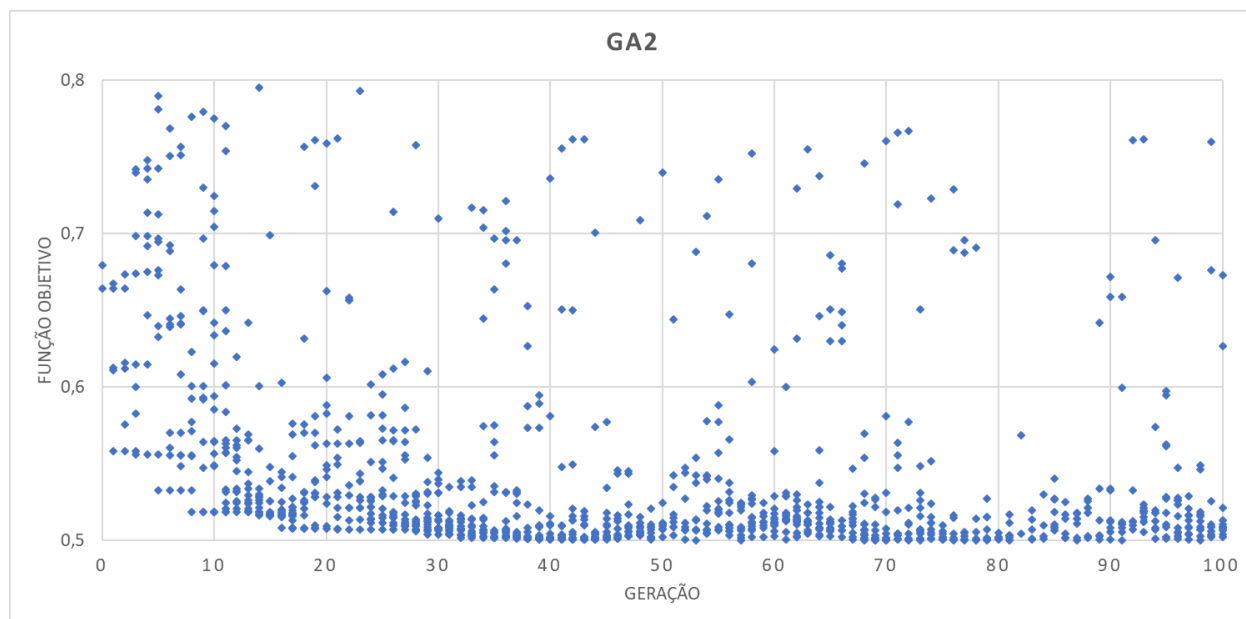


Figura 5.2 – Função objetivo ao longo das gerações do processo de otimização GA2 (Arquivo do Autor).

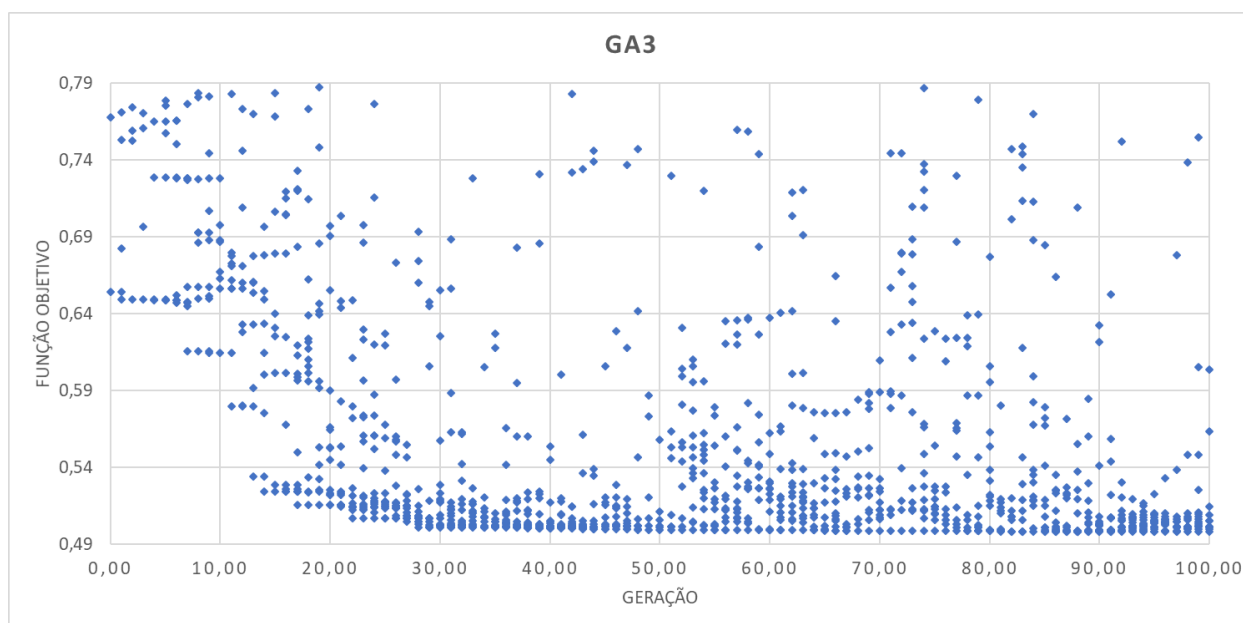


Figura 5.3 – Função objetivo ao longo das gerações do processo de otimização GA3 (Arquivo do Autor).

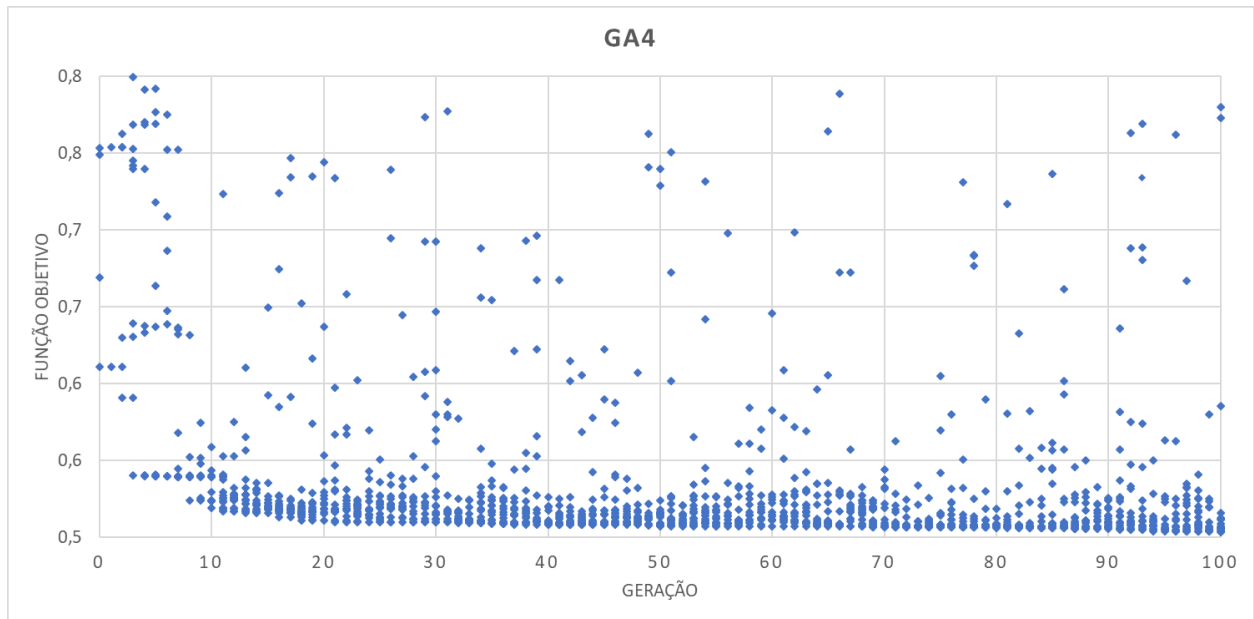


Figura 5.4 – Função objetivo ao longo das gerações do processo de otimização GA4 (Arquivo do Autor).

Com esse espectro é possível perceber a estabilização dos valores ótimos e a variação de valores médios ao longo das iterações.

A Tabela 5.8 mostra os valores ótimos de cada processo iterativo e a geração em que foi estabelecido.

Tabela 5.8 – Valores ótimos e geração em que foram obtidos de cada processo iterativo (Arquivo do Autor).

	GA1	GA2	GA3	GA4
Valor ótimo	0,496353	0,496545	0,498156	0,503619
Geração obtida	100	63	81	100

Analisando essa tabela, pode-se perceber que os valores ótimos obtidos a partir da função objetivo são semelhantes variando entre 0,496353 e 0,503619.

Na Figura 5.5 são apresentados os valores da função objetivo, dos resíduos das frequências e dos resíduos do parâmetro MAC em forma de gráfico de modo a melhor visualizar-se a variação ocorrida em cada processo de otimização.

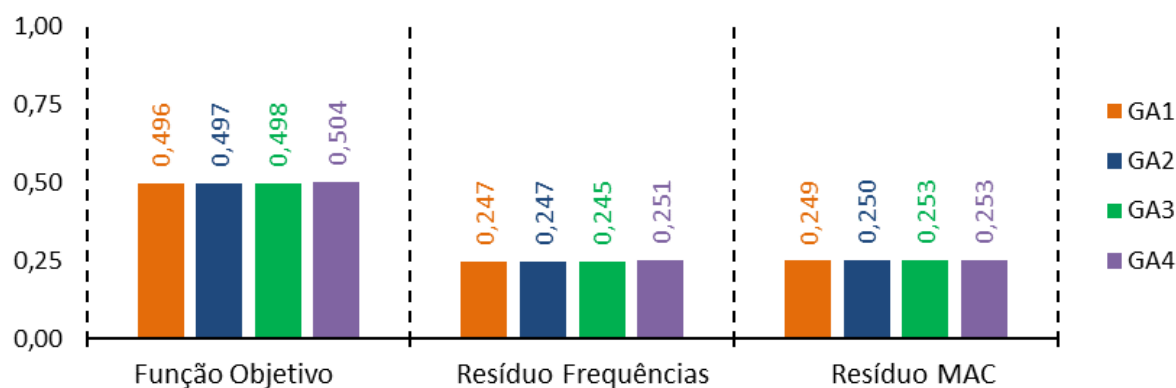


Figura 5.5 – Gráfico com os valores da função objetivo e resíduos das frequências e parâmetros MAC (Arquivo do Autor).

Por esse gráfico é possível constatar a estabilidade da função objetivo entre os 4 casos (GA1 a GA4), com valores próximos a 0,50. Há também uma estabilidade no resíduo das frequências e no resíduo MAC, variando respectivamente, de 0,245 a 0,251 e de 0,249 a 0,253. Também pode se perceber, que a função objetivo tem aproximadamente metade de seu valor proveniente do resíduo das frequências e metade proveniente do resíduo MAC.

Na Figura 5.6 são apresentados os seis parâmetros numéricos para os casos de otimização GA1 a GA4 de modo a visualizar-se a variação ocorrida a cada processo de otimização.

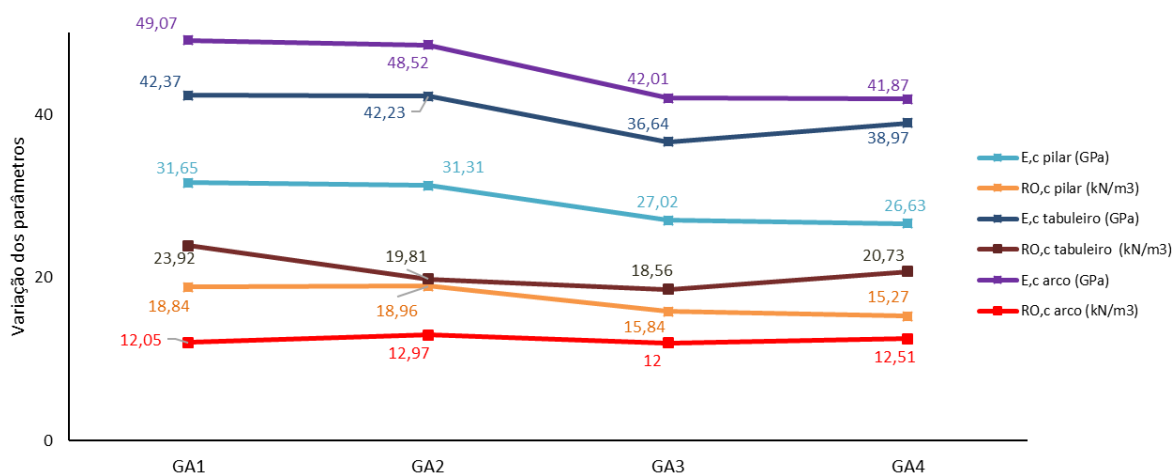


Figura 5.6 – Variação dos parâmetros ao longo dos processos de otimização (Arquivo do Autor).

Por esse gráfico é possível perceber a estabilidade dos parâmetros avaliados nos valores ótimos dos 4 casos (GA1 a GA4). Os valores ótimos do material dos pilares variaram de 31,65 MPa a 26,63 MPa no módulo de elasticidade e 18,84 kN/m³ a 15,27 kN/m³ no peso específico. Os valores ótimos do material do tabuleiro variaram de 42,37 MPa a 38,97 MPa no módulo de elasticidade e 23,92 kN/m³ a 18,56 kN/m³ no

peso específico. Os valores ótimos do material do arco variaram de 49,07 MPa a 41,87 MPa no módulo de elasticidade e 12,97 kN/m³ a 12,00 kN/m³ no peso específico.

Visto que o valor que chegou mais próximo da função objetivo foi o processo de otimização GA1 adotam-se os valores indicados na Tabela 5.9 como solução ótima do problema.

Tabela 5.9 – Valores ótimos dos parâmetros encontrados em GA1(Arquivo do Autor).

GA1	
E,c pilar (GPa)	31,65
RO,c pilar (kN/m ³)	18,84
E,c tabuleiro (GPa)	42,37
RO,c tabuleiro (kN/m ³)	23,92
E,c arco (GPa)	49,07
RO,c arco (kN/m ³)	12,05

O que pode se perceber com esses dados é que houve uma provável redução na qualidade dos materiais dos pilares, provavelmente devido à exposição ao tempo. O mesmo não ocorreu com o material dos arcos ou do tabuleiro, sendo que no arco identificou-se um aumento na rigidez.

Na Figura 5.7 são apresentadas as variações do parâmetro MAC para os casos de otimização de GA1 a GA4 e na Figura 5.8 são apresentados os quocientes entre as frequências numéricas médias e as frequências experimentais médias.

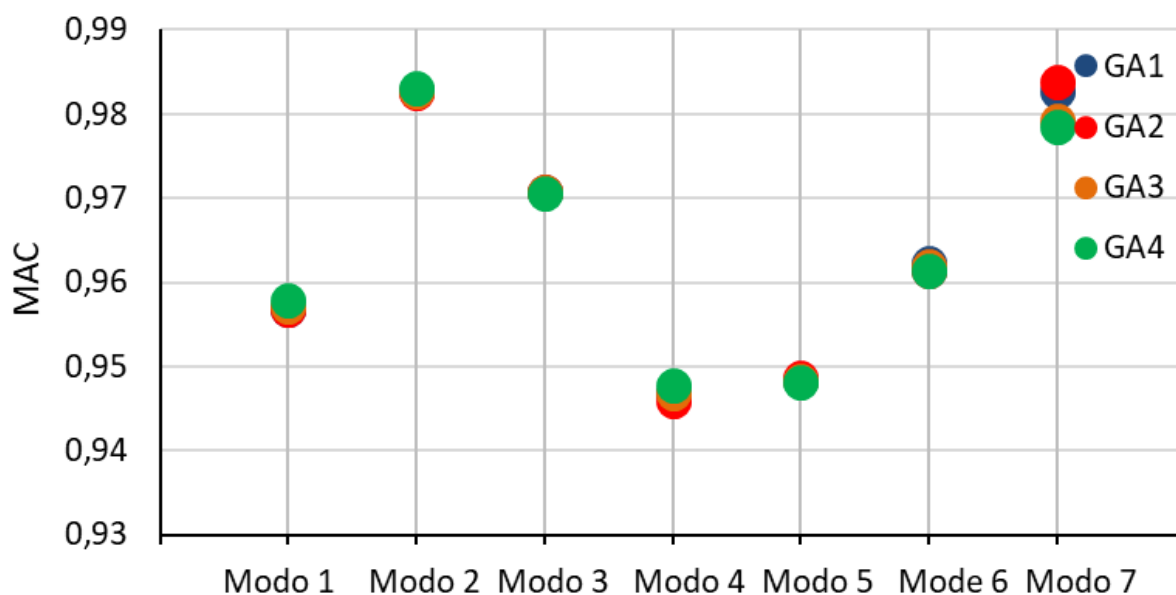


Figura 5.7 – Variação do parâmetro MAC (Arquivo do Autor).

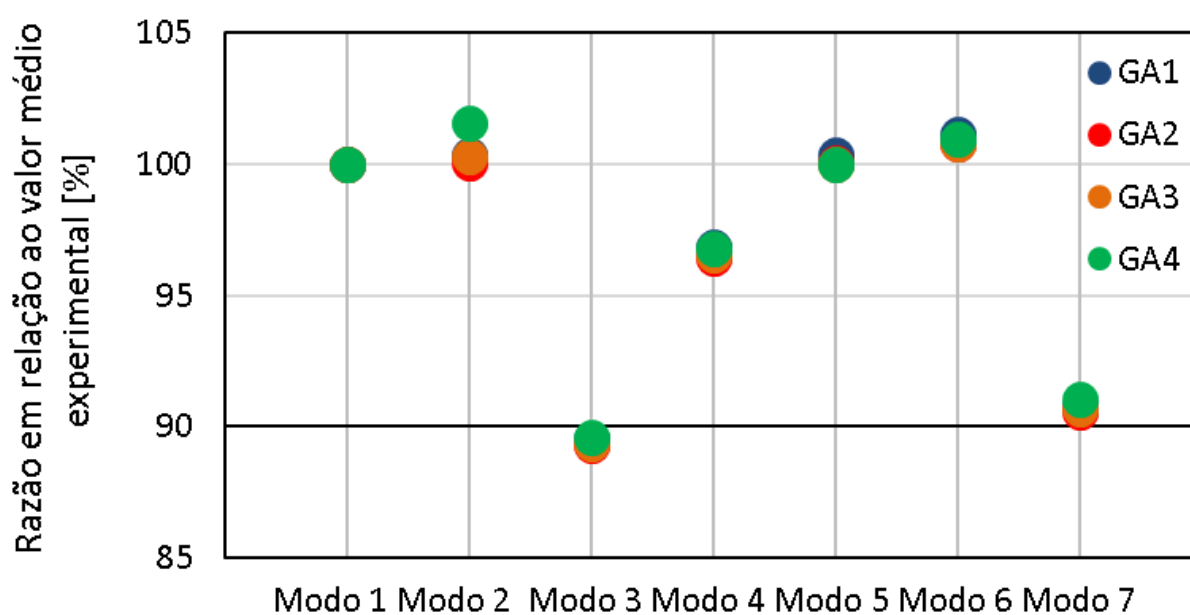


Figura 5.8 – Razão entre as frequências numéricas e as frequências experimentais (Arquivo do Autor).

A primeira figura permite perceber que os valores do parâmetro MAC ficaram todos acima de 0,94, ressaltando que no Modo 4 encontram-se menores valores dos parâmetros MAC e no Modo 2 e Modo 7 visualizam-se os maiores valores do parâmetro MAC, próximos a 0,99. Verifica-se também que os resultados do parâmetro MAC obtidos nos quatro processos de otimização são próximos. A segunda figura permite constatar que a variação das frequências dos modos de vibração foi inferior a 10% em quase todos os casos, com exceção ao Modo 3, onde a variação está muito próxima ao 90%. As maiores diferenças podem ser percebidas no processo de otimização GA4. Verifica-se também que os resultados das

frequências obtidas nos quatro processos de otimização são próximos. O fato dessas medidas estarem próximas, tanto ao nível de frequências como dos parâmetros MAC, comprova a robustez e eficiência do algoritmo genético.

Na Figura 5.9 são apresentados os desvios das frequências de vibração numéricas obtidas para os processos de otimização GA1, GA2, GA3 e GA4, em relação aos valores das frequências de vibração experimentais.

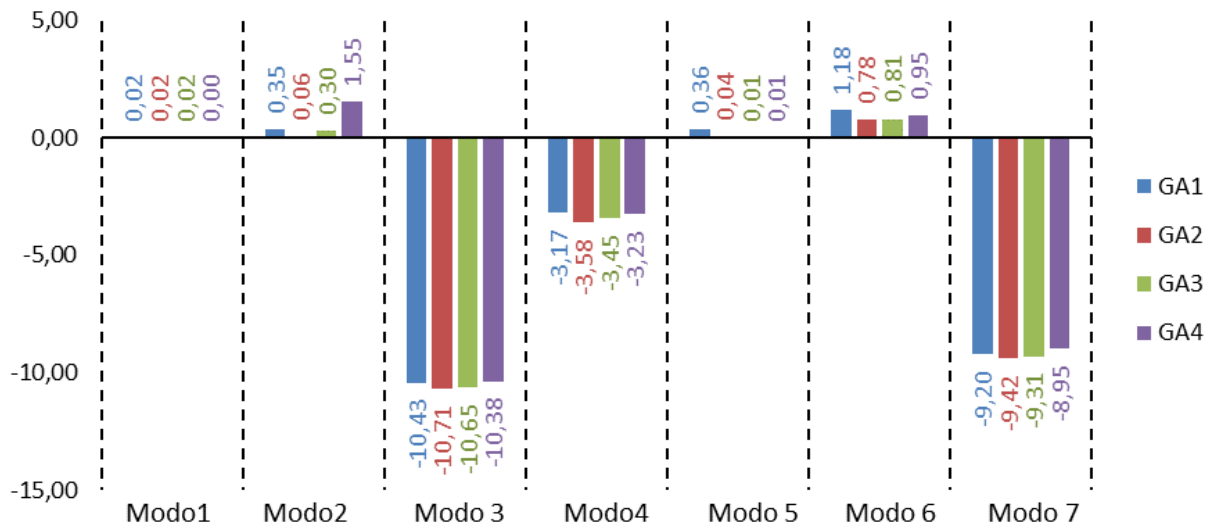


Figura 5.9 – Desvio das frequências de vibração numéricas obtidas, em relação ao valor das frequências de vibração experimentais, para os casos de otimização GA1 a GA4 (Arquivo do Autor).

A partir desse gráfico é possível observar que o Modo 3 apresenta os maiores desvios entre as frequências de vibração numérica e experimentais, com valores entre 10,71% e 10,38%, seguido pelo Modo 7 com valores que variam de 9,42% a 8,95%. O Modo 4 apresenta valores que variam entre 3,17% e 3,58%. Os restantes modos apresentam desvios inferiores a 2%, sendo que nos casos do Modo 1 e do Modo 5, os desvios são próximos de 0%.

Analisando particularmente o processo GA1, onde foram obtidos melhores resultados do processo de otimização, apresenta-se a Figura 5.10 com os valores das frequências de vibração experimentais e numéricas, antes e depois da calibração, com a indicação dos erros das frequências, tomando com referências os valores das frequências experimentais. Na Figura 5.11 são apresentados os valores do parâmetro MAC, antes e depois da calibração numérica.

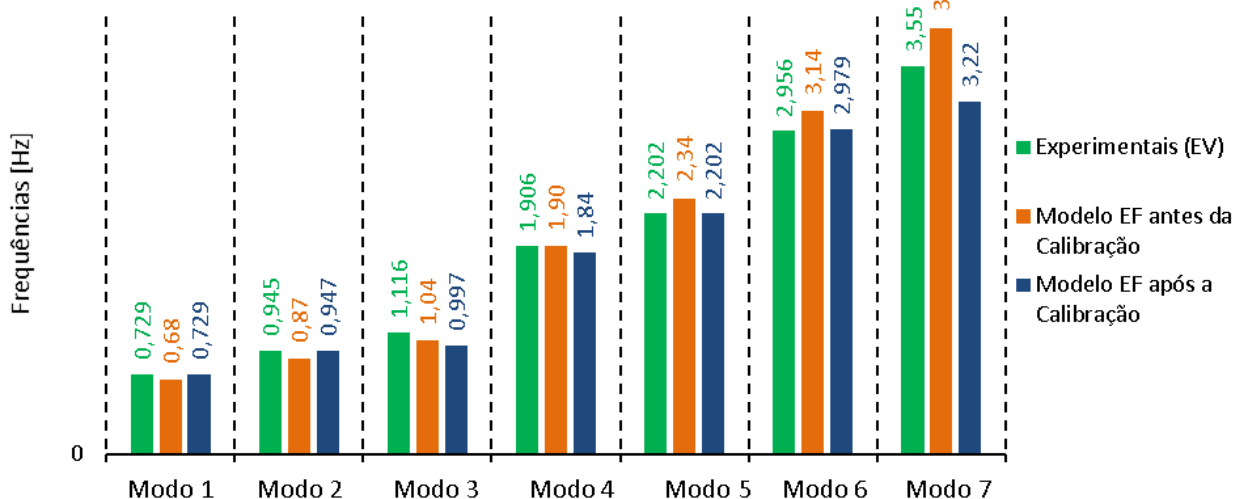


Figura 5.10 - Valores das frequências de vibração experimentais e numéricas, antes e depois da calibração (Arquivo do Autor).

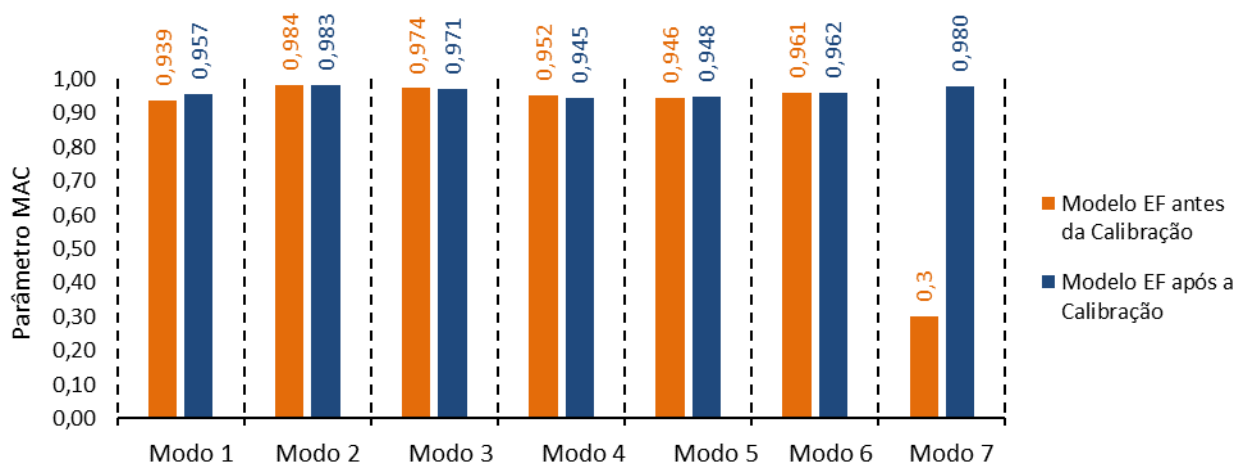


Figura 5.11 – Valores do parâmetro MAC, antes e depois da calibração numérica (Arquivo do Autor).

Os resultados permitem verificar uma aproximação muito satisfatória aos valores experimentais após a calibração e para a globalidade dos modos, tanto em termo de frequências como para o parâmetro MAC. Com a calibração fica evidente a melhoria no parâmetro MAC do Modo 7, que chegou a uma estabilidade semelhante aos outros modos. Além disso, podemos perceber a melhoria das frequências, em particular do Modo 1 e do Modo 5, onde elas chegaram ao mesmo valor que o obtido experimentalmente.

A Figura 5.12 apresenta um gráfico com os valores do desvio das frequências de vibração numéricas antes e depois da calibração, em relação aos valores das frequências de vibração experimentais.

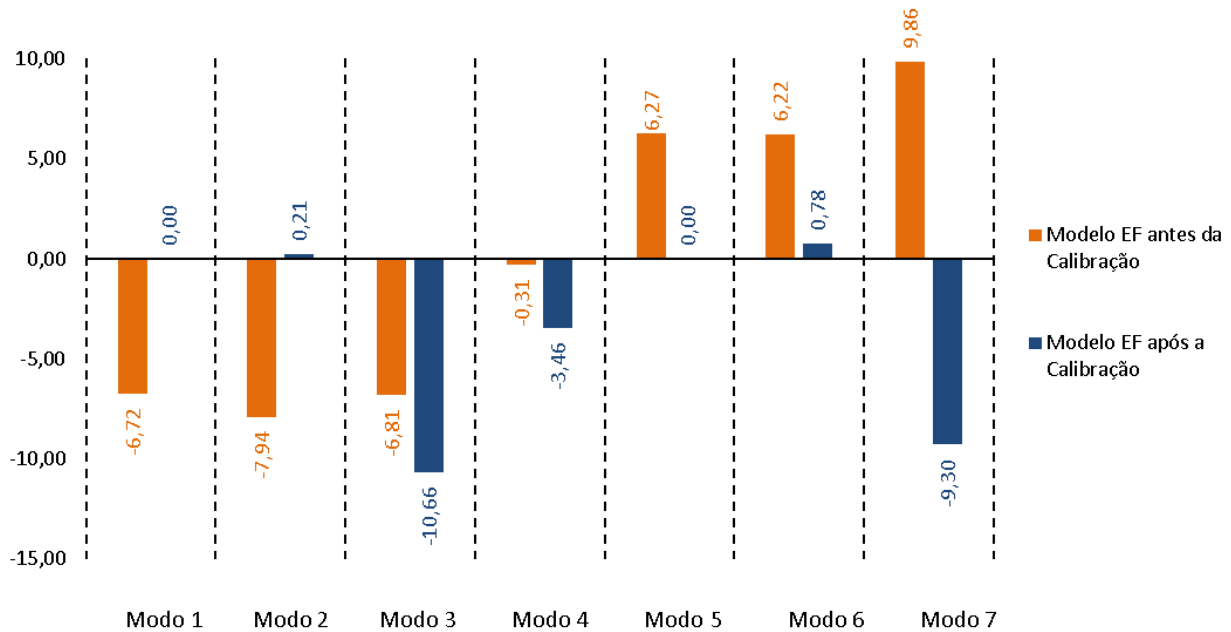


Figura 5.12 – Desvio das frequências de vibração numéricas antes e depois da calibração, em relação ao valor das frequências experimentais (Arquivo do Autor).

A partir desse gráfico, pode-se ver que houve uma melhoria significativa do modelo após a calibração em relação ao modelo inicial. O Modo 3 e o Modo 7, porém, não apresentaram a melhoria esperada, o que pode estar relacionado a outras direções de emparelhamento, ou ao fato dos ensaios terem sido realizados apenas nos arcos da ponte. Outros modos, no entanto, como o Modo 1, Modo 2, Modo 5 e Modo 6 foram casos em que o erro posterior a calibração chegou muito perto a ser nulo.

O erro médio passou de 7,34% antes do início da calibração para 6,5% após o processo de análise de sensibilidade e calibração manual, chegando a 3,53% após o término do processo de calibração com a realização da otimização.

A Tabela 5.10 indica os valores das frequências antes e depois da calibração numérica de forma a facilitar a visualização dos valores obtidos pelo processo de otimização.

Tabela 5.10 – Variação das frequências antes e depois da calibração comparadas com as frequências experimentais (em Hz) (Arquivo do Autor).

	Experimentais	Antes da Calibração	Depois da Calibração
Modo 1	0,729	0,68	0,729
Modo 2	0,945	0,87	0,947
Modo 3	1,116	1,04	0,997
Modo 4	1,906	1,90	1,84
Modo 5	2,202	2,34	2,202
Modo 6	2,956	3,14	2,979
Modo 7	3,55	3,90	3,22

Pode se perceber a partir dessa tabela que o Modo 1 e o Modo 5 após a calibração chegaram a valores idênticos em relação a frequência experimental, com valores respectivamente de 0,729Hz e 2,202Hz.

O Modo 2, Modo 6 e o Modo 7 também apresentaram melhorias nos valores, sendo que o Modo 2 teve uma redução de erro de 7,94% para 0,21% e o Modo 6 teve uma redução percentual de erro de 3,18% para 0,78%, enquanto o Modo 7 teve uma redução de erro de 9,86% para 9,30%. Ainda sobre o Modo 7, pode se perceber que as frequências antes da calibração eram maiores que as experimentais, e após o processo isso se mudou a frequência experimental passando a ser maior que a do modelo.

O Modo 3 e o Modo 4 houve um aumento na diferença em relação à frequência de vibração experimental, sendo que o Modo 3 passou a ter o erro mais representativo.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo a avaliação experimental e numérica do comportamento dinâmico da Ponte da Arrábida, na cidade do Porto, através da calibração de um modelo numérico e de ensaio de vibração ambiental.

No Capítulo 1 foi apresentado o objeto de estudo, no caso, a Ponte da Arrábida com suas particularidades e evidenciando sua importância histórica, econômica e social. Além disso, foram apresentados os objetivos gerais e específicos do trabalho, tal como sua organização.

No Capítulo 2, o objetivo foi a apresentação da revisão bibliográfica relativa aos modelos computacionais e aos ensaios dinâmicos. Também foram apresentadas as teorias das técnicas para a análise de sensibilidade e de otimização que compreendem a etapa da calibração. Ainda nesse capítulo, divididos em subitens foram apresentados os estudos de três artigos que utilizaram de técnica semelhante para a calibração de modelos numéricos.

No Capítulo 3 foi indicada a caracterização experimental através de ensaios dinâmicos, EVA, realizados por Santos *et al* (2016). Esses ensaios envolveram a identificação das propriedades modais da Ponte da Arrábida, em particular, os modos de vibração, as frequências naturais e os coeficientes de amortecimento.

Nesses ensaios, a identificação dos parâmetros modais foi realizada com recurso ao programa comercial ARTeMIS, complementado a aplicação do método EFDD. Foi observado que o modo representado pelo ponto M1 envolve principalmente movimentos de flexão na direção transversal, enquanto os modos derivados dos pontos M2 a M7 representam principalmente movimentos de flexão na direção vertical. As frequências naturais identificadas variam entre 0,729Hz e 3,550Hz. Em relação ao coeficiente de amortecimento, não foi possível perceber relação de crescimento ou decréscimo aliados a variação da frequência, este variando de 0,161% a 2,264%.

No Capítulo 4 foi descrito o modelo de elementos finitos da Ponte da Arrábida gerado com recurso ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis* (Autodesk, 2012), que envolveu a modelação com

elementos de barra para os pilares, o arco, o contraventamento, as transversinas e as longarinas. Além disso, foram utilizados elementos de casca para as lajes do tabuleiro, pilares vazados e seção central caixão. As dimensões utilizadas foram baseadas nos projetos originais da Ponte da Arrábida.

Elementos de barras rígidas foram utilizados para a conexão entre elementos, uma vez que a construção do modelo foi realizada pelo centro geométrico dos elementos estruturais. Essas barras foram definidas como elementos sem massa e de grande inércia e se localizam nas extremidades dos elementos que compõe o arco, ligando-os ao contraventamento e aos pilares.

A malha de elementos finitos foi definida para os elementos de casca como quadrados de 0,50 m sempre que possível para que houvesse uma boa discretização do modelo com a geração de resultados condizentes. Os apoios foram definidos de modo a representarem a transmissão dos esforços ao solo com pressões aproximadamente normais e intensidade admissível para resistência.

O material, concreto armado classe C 40/50, foi corrigido para apresentar a melhoria prevista em norma para o módulo de elasticidade desse concreto. Além disso, após essa correção, também foi adicionado aos materiais do arco e do tabuleiro uma mudança no módulo de elasticidade e do peso específico relativo à taxa de aço das peças.

A análise modal realizada no modelo numérico revelou 20 modos de vibração com frequências entre 0,63Hz a 4,02Hz.

A correlação entre os modos de vibração do modelo numérico e dos ensaios apresentou frequências que variam de 0,63Hz a 3,90Hz. O Modo 1, pode se perceber que é um modo de vibração diferente dos demais, pois envolve principalmente o movimento lateral, enquanto os outros modos envolvem movimentos verticais na direção ZZ do modelo numérico.

Desta forma, adotou-se este o parâmetro dos modos de vibração do EVA como referência para a comparação com os modos de vibração do modelo desenvolvido.

Os três primeiros modos de vibração do ensaio são equivalentes aos três primeiros modos de vibração gerados pela análise modal no modelo numérico. Estes apresentam os erros relativos mais significativos, variando de 12,17% a 13,98%. O quarto modo de vibração proveniente do ensaio é correspondente ao sexto modo de vibração do modelo numérico, com um erro relativo de 7,66%. Os modos de vibração 5, 6 e 7 do ensaio, relativos às maiores frequências, correspondem aos modos 8, 11 e 17 do modelo numérico, respectivamente. Esses modos de vibração, quando comparados, apresentaram os menores erros relativos, estando abaixo de 5%.

No Capítulo 5 foi apresentada a calibração do modelo numérico dividido em 2 subitens: a análise de sensibilidade e a otimização.

A análise de sensibilidade foi feita de forma a identificar os parâmetros mais influentes no comportamento dinâmico da Ponte da Arrábida. Foram definidos 6 parâmetros numéricos que poderiam então ser alvo da otimização: o módulo de elasticidade e o peso específico das peças nos três materiais identificados, ou seja, no arco, no tabuleiro e nos pilares.

A análise foi feita a partir da variação manual dos parâmetros acima mencionados verificando-se a ocorrência de melhoria ou não do modelo ao se aplicar essas mudanças. A partir dessa análise foram adotados novos valores para os parâmetros na otimização. Os valores obtidos com acréscimo de 2% no módulo de elasticidade e redução de 10% de peso específico foram os melhores, com o erro médio inicial sendo de 6,30%.

No mesmo item foi realizado também um estudo do parâmetro MAC relativo as frequências onde foi entendido que a direção onde estas eram mais importantes era a ZZ. Após essa constatação, a etapa de otimização foi realizada considerando-se apenas essa direção.

A otimização do modelo numérico envolveu os mesmos 6 parâmetros da análise de sensibilidade. O algoritmo genético que buscava a otimização baseou-se numa população inicial constituída por 20 indivíduos gerada aleatoriamente através do método do Hipercubo Latino no programa comercial MATLAB (MathWorks, 2016) e compreendeu 100 gerações, num total de 2000 indivíduos.

Foram realizados quatro casos de otimização, denominados GA1, GA2, GA3 e GA4, em condições iniciais idênticas, de modo a avaliar a solidez e estabilidade da solução ótima, concluindo-se que os resultados foram semelhantes para todos os casos, sendo que o caso de otimização mais favorável foi o GA1.

Da análise dos resultados foi possível constatar a estabilidade da função objetivo entre os 4 casos (GA1 a GA4), com valores próximos a 0,5. Também foi possível perceber a existência de uma estabilidade no resíduo das frequências variando de 0,245 a 0,251 e no resíduo MAC variando de 0,249 a 0,253. Também foi analisado que a função objetivo tem aproximadamente metade de seu valor proveniente do resíduo das frequências e metade proveniente do resíduo MAC.

Concluiu-se que houve estabilidade dentre os parâmetros avaliados nos valores ótimos dos 4 casos (GA1 a GA4). Os valores ótimos do material dos pilares variaram de 31,65 MPa a 26,63 MPa no módulo de elasticidade e 18,84 kN/m³ a 15,27 kN/m³ no peso específico. Os valores ótimos do material do tabuleiro variaram de 42,37 MPa a 38,64 MPa no módulo de elasticidade e 23,92 kN/m³ a 18,56 kN/m³ no peso específico. Os valores ótimos do material do arco variaram de 49,07 MPa a 41,87 MPa no módulo de elasticidade e 12,97 kN/m³ a 12,00 kN/m³ no peso específico.

A comparação dos resultados foi realizada para os seguintes parâmetros modais: das frequências de vibração experimentais e numéricas e modos de vibração antes e após a calibração. Pode-se conferir

que houve uma melhoria significativa do modelo após a calibração em relação ao modelo inicial. O Modo 3 e o Modo 7, porém, não apresentaram a melhoria esperada, o que pode estar relacionado a outras direções de emparelhamento, ou ao fato dos ensaios terem sido realizados apenas nos arcos da ponte. Outros modos, no entanto, como o Modo 1, Modo 2, Modo 5 e Modo 6 foram casos em que o erro posterior a calibração chegou muito perto a ser nulo.

O Modo 1 e o Modo 5 após a calibração chegaram a valores idênticos em relação a frequência experimental, com valores respectivamente de 0,729Hz e 2,202Hz. O Modo 2, o Modo 6 e o Modo 7 também apresentaram melhorias nos valores, sendo que o Modo 2 teve uma redução de erro de 7,94% para 0,21% e o Modo 6 teve uma redução percentual de erro de 3,18% para 0,78%, enquanto o Modo 7 teve uma redução de erro de 9,86% para 9,30%. Ainda sobre o Modo 7, pode se perceber que as frequências antes da calibração eram maiores que as experimentais, e após o processo isso se mudou a frequência experimental passando a ser maior que a do modelo. O Modo 3 e o Modo 4 houve um aumento na diferença em relação à frequência de vibração experimental, sendo que o Modo 3 passou a ter o erro mais representativo.

O erro médio passou de 7,34% antes do início da calibração para 6,30% após o processo de análise de sensibilidade, chegando a 3,53% após o término do processo de calibração com a realização da otimização. Esses resultados quando comparados às análises iniciais feitas na revisão da literatura, ou seja, prévios a calibração, são vistos como adequados em termos de simulação computacional por elementos finitos.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na realização dessa dissertação foram observados pontos e conclusões que mereciam ser observados em investigações futuras.

Primeiramente, devido às limitações de prazo, não foi possível a obtenção de autorização para a instalação de acelerômetros adicionais para a realização de novos ensaios na Ponte da Arrábida, em particular no tabuleiro, por conta disso, estes não foram realizados. Caso tivesse sido viável sua realização, seriam obtidos dados mais apropriados, em maior quantidade e com maior precisão, tanto no âmbito da frequência quanto relativos aos modos de vibração.

Outra dificuldade encontrada foi quanto a falta de disponibilidade de arquivos digitais dos projetos estruturais e geométricos da Ponte da Arrábida, uma vez que estes são de 1963, quando os projetos eram feitos apenas de formas manuais. Mesmo com a obtenção dos valores geométricos provenientes das

plantas, existe a possibilidade de ter havido outras intervenções ou danos que não estão registradas, inclusive geradas por intempéries, agentes químicos e pela própria ação tempo.

Também seria indicado a realização de ensaios dinâmicos induzidos pelo tráfego para avaliar a resposta dinâmica da Ponte em termos de deslocamentos, acelerações e deformações em diversos pontos do tabuleiro e dos arcos. Esses ensaios são importantes na fase de validação do modelo numérico calibrado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 7188/2016 - NBR 7188: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido. 2. ed. Rio de Janeiro. 2016.

ALLEMANG, Randall J. - The Modal Assurance Criterion Twenty - Years of Use and Abuse. *Journal of Sound and Vibration*. 37 (8): August (2003) 14–21.

AUTODESK, Inc - Autodesk Robot Structural Analysis 2013 - Getting Started Guide - Robot API.

AZEVEDO, Álvaro F M. – Método dos elementos finitos – 1 Edição. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003. Disponível em: <<http://www.fe.up.pt/~alvaro>>.

CUNHA, Á. *et al.* - Dynamic measurements on bridges: design, rehabilitation and monitoring. *Bridge Engineering*. ISSN 1478-4637. 156:BE3 (2003) 135–148. DOI: 10.1680/bren.2003.156.3.135. Disponível em: <<http://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/bren.2003.156.3.135>>.

EWINS, D. J. - Model validation: Correlation for updating. *Sadhana*. ISSN 0256-2499. 25:3 (2000) 221–234. doi: 10.1007/BF02703541.

FRISWELL, M. I.; MOTTERSHEAD, J. E. – Finite element model updating in structural dynamics. *Solid mechanics and its applications*. 1995.

LEITE, Jorge Anibal de Andrade – Avaliação experimental e numérica do comportamento dinâmico dos degraus de bancada do estádio do dragão. ISEP, 2016. Dissertação (Mestrado em engenharia civil: ramo de estruturas).

LEITE, J., Ribeiro, D., Marques, H. – Calibração de um modelo numérico dos degraus de bancada do Estádio do Dragão baseado em algoritmos genéticos – *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. 2017. 3(6), 17–26. Disponível em: <http://rpee.lnec.pt/Ficheiros/rpee_serieiIII_n06/rpee_sIII_n06_pg17_26.pdf>

DE MARCO, Fernando Javier *et al.* - Decomposição no domínio da frequência: Estado da arte na estimação de modos oscilatórios em sistemas de potência. Rio de Janeiro. Vol. XXXII, 1ªTRI (2015) 13–28. Disponível em: <http://rmct.ime.eb.br/arquivos/RMCT_1_tri_2015/RMCT_196_E3A_13.pdf>.

MATHWORKS - MathWork (MATLAB) - Getting started guide. Natick, Massachusetts, USA. 2016.

MICROSOFT - Microsoft Office Excel. 2013.

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS – Junta Autónoma das Estradas (MOP-JAE) (1963) – Ponte da Arrábida sobre o rio Douro, e seus acessos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

MIRLISENNA, Giuseppe – Método dos elementos finitos: o que é?. ESSS - Engineering Simulation and Scientific Software: 2016. Disponível em: <esss.co/blog/metodo-dos-elementos-finitos-o-que-e>.

NP EN 1991-1.1 Eurocódigo 1.1 – Ações em estruturas: ações gerais: peso volúmico, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Bruxelas. 2009.

NP EN 1992-1-1 - Eurocódigo 2 – Projecto estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Portugal. 2010.

NP EN 1998 – Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas de para resistência aos sismos – Bruxelas. 2010.

PINTO, Tiago Cerdeira Lopes Costa – Adaptação da Ponte da Arrábida à passagem do metro ligeiro. Faculdade de Engenharia do Porto, 2011. Dissertação (Mestrado em engenharia civil com especialização em estruturas). Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/63415/1/000149948.pdf>>.

RIBEIRO, Diogo; PEDRO, Jorge; Costa, Cristina – Calibração experimental de modelos numéricos de pontes ferroviárias em alvenaria de pedra – Revista Interdisciplinar De Pesquisa Em Engenharia, 2(30), (2017) 118-137. Disponível em: <<http://periodicos.unb.br/index.php/ripe/article/view/21804>>. Acesso em: 14 dez.2018.

RIBEIRO, Diogo - Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental. FEUP, 2012. (Tese de Doutoramento: Disponível em: <http://rpee.lnec.pt/Ficheiros/rpee_n12/pag45.pdf>. Acesso em: 14 dez.2018.

SANTOS, Ricardo; LEITE, Jorge; RIBEIRO, Diogo – Validação de um modelo numérico da ponte da arrábida com base em ensaio dinâmico. – Trabalho apresentado ao 2º Congresso de Ensaio e Experimentação em Engenharia Civil, Porto, 2019.

SARMENTO, Pedro Filipe Queiroz – Utilização de modelos de elementos finitos tridimensionais no cálculo estrutural de barragens de betão. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10400.21/609>>. Acesso em: 14 dez.2018.

ANEXO I

As tabelas a seguir contêm os valores das frequências dos modos de vibração obtidos durante a análise de sensibilidade com sua correspondência relativas aos modos experimentais. Acima de cada tabela comparativa são apresentados os materiais utilizados e o número do teste realizado.

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
1	39046,00	24,53	42465,08	25,58	45884,16	26,63
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,64	12,21%	
	2	0,945	2	0,83	12,17%	
	3	1,116	3	0,96	13,98%	
	4	1,906	6	1,76	7,66%	
	5	2,202	8	2,15	2,36%	
	6	2,956	11	2,9	1,89%	
	7	3,55	16	3,67	3,38%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
4	43809,61	24,53	46711,59	25,58	50472,58	26,63
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,67	8,09%	
	2	0,945	2	0,86	8,99%	
	3	1,116	3	1,02	8,60%	
	4	1,906	6	1,88	1,36%	
	5	2,202	8	2,31	4,90%	
	6	2,956	11	3,11	5,21%	
	7	3,55	16	3,88	9,30%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
2	39826,92	24,53	43314,38	25,58	46801,84	26,63
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,64	12,21%	
	2	0,945	2	0,83	12,17%	
	3	1,116	3	0,99	11,29%	
	4	1,906	6	1,81	5,04%	
	5	2,202	8	2,22	0,82%	
	6	2,956	11	2,99	1,15%	
	7	3,55	16	3,71	4,51%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
5	39046,00	24,04	42465,08	25,07	45884,16	26,10
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,64	12,21%	
	2	0,945	2	0,83	12,17%	
	3	1,116	3	0,99	11,29%	
	4	1,906	6	1,81	5,04%	
	5	2,202	8	2,22	0,82%	
	6	2,956	11	2,99	1,15%	
	7	3,55	16	3,71	4,51%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
3	40607,84	24,53	44163,68	25,58	47719,53	26,63
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,65	10,84%	
	2	0,945	2	0,83	12,17%	
	3	1,116	3	1	10,39%	
	4	1,906	6	1,82	4,51%	
	5	2,202	8	2,25	2,18%	
	6	2,956	11	3,02	2,17%	
	7	3,55	16	3,74	5,35%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
6	39046,00	23,55	42465,08	24,56	45884,16	25,56
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,65	10,84%	
	2	0,945	2	0,83	12,17%	
	3	1,116	3	0,99	11,29%	
	4	1,906	6	1,82	4,51%	
	5	2,202	8	2,25	2,18%	
	6	2,956	11	3,02	2,17%	
	7	3,55	16	3,74	5,35%	

ANEXO I

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
7	39046,00	22,08	42465,08	23,02	45884,16	23,97
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,67	8,09%	
	2	0,945	2	0,86	8,99%	
	3	1,116	3	1,03	7,71%	
	4	1,906	6	1,88	1,36%	
	5	2,202	8	2,31	4,90%	
	6	2,956	11	3,11	5,21%	
	7	3,55	16	3,86	8,73%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
12	40607,84	23,55	44163,68	24,56	47719,53	25,56
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,66	9,47%	
	2	0,945	2	0,85	10,05%	
	3	1,116	3	1,01	9,50%	
	4	1,906	6	1,86	2,41%	
	5	2,202	8	2,29	4,00%	
	6	2,956	11	3,09	4,53%	
	7	3,55	16	3,82	7,61%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
8	39826,92	24,04	43314,38	25,07	46801,84	26,10
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,65	10,84%	
	2	0,945	2	0,83	12,17%	
	3	1,116	3	0,99	11,29%	
	4	1,906	6	1,82	4,51%	
	5	2,202	8	2,25	2,18%	
	6	2,956	11	3,02	2,17%	
	7	3,55	16	3,73	5,07%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
13	43809,61	23,55	46711,59	24,56	50472,58	25,56
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,68	6,72%	
	2	0,945	2	0,88	6,88%	
	3	1,116	3	1,04	6,81%	
	4	1,906	6	1,91	0,21%	
	5	2,202	8	2,36	7,18%	
	6	2,956	11	3,17	7,24%	
	7	3,55	16	3,96	11,55%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
9	40607,84	24,04	44163,68	25,07	47719,53	26,10
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,66	9,47%	
	2	0,945	2	0,84	11,11%	
	3	1,116	3	1,01	9,50%	
	4	1,906	6	1,84	3,46%	
	5	2,202	8	2,27	3,09%	
	6	2,956	11	3,05	3,18%	
	7	3,55	16	3,78	6,48%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
14	39826,92	22,08	43314,38	23,02	46801,84	23,97
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,68	6,72%	
	2	0,945	2	0,87	7,94%	
	3	1,116	3	1,04	6,81%	
	4	1,906	6	1,9	0,31%	
	5	2,202	8	2,34	6,27%	
	6	2,956	11	3,14	6,22%	
	7	3,55	16	3,9	9,86%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
10	43809,61	24,04	46711,59	25,07	50472,58	26,10
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,68	6,72%	
	2	0,945	2	0,87	7,94%	
	3	1,116	3	1,03	7,71%	
	4	1,906	6	1,9	0,31%	
	5	2,202	8	2,34	6,27%	
	6	2,956	11	3,14	6,22%	
	7	3,55	16	3,92	10,42%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
15	40607,84	22,08	44163,68	23,02	47719,53	23,97
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,68	6,72%	
	2	0,945	2	0,88	6,88%	
	3	1,116	3	1,05	5,91%	
	4	1,906	6	1,92	0,73%	
	5	2,202	8	2,36	7,18%	
	6	2,956	11	3,17	7,24%	
	7	3,55	16	3,94	10,99%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
11	39826,92	23,55	43314,38	24,56	46801,84	25,56
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,66	9,47%	
	2	0,945	2	0,84	11,11%	
	3	1,116	3	1	10,39%	
	4	1,906	6	1,84	3,46%	
	5	2,202	8	2,27	3,09%	
	6	2,956	11	3,05	3,18%	
	7	3,55	16	3,78	6,48%	

Teste	Pilar		Tabuleiro		Arco	
	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic	Módulo de	Peso Específic
16	43809,61	22,08	46711,59	23,02	50472,58	23,97
	Modo	EVA	Modo	Modelo	Erro	
	1	0,729	1	0,71	2,61%	
	2	0,945	2	0,9	4,76%	
	3	1,116	3	1,08	3,23%	
	4	1,906	6	1,97	3,36%	
	5	2,202	8	2,43	10,35%	
	6	2,956	11	3,27	10,62%	
	7	3,55	16	4,09	15,21%	